



TITLE:

不連続性地山の力学特性とトンネル掘削問題への応用に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

八嶋, 厚

CITATION:

八嶋, 厚. 不連続性地山の力学特性とトンネル掘削問題への応用に関する研究. 京都大学, 1986, 工学博士

ISSUE DATE:

1986-05-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r5963>

RIGHT:

不連続性地山の力学特性と
トンネル掘削問題への応用に関する研究

昭和60年10月

八 嶋 厚

不連続性地山の力学特性と トンネル掘削問題への応用に関する研究

昭和 60 年 10 月

八 嶋 厚

序 論

近年、地盤工学において、有限要素法を主体とした数値解析法の進歩と、大容量・高度の電子計算機のめざましい発達によって、構成式を適用した初期値・境界値問題の解析が盛んに行われるようになってきた。室内での要素試験の結果を的確に評価し得る構成式を用いて盛土や掘削時における地盤の挙動を予測しようとするものである。

しかし、このような解析法は、要素試験の結果を反映しても、実際の現象を必ずしも表現できるものではない。たとえば、地盤の不連続性がその要因となる場合である。すなわち、未固結の砂質地山や節理、層理等を内在した岩盤に代表される不連続性地山にトンネルを掘削した場合、土かぶりが非常に小さければトンネル上部に陥没状の局所沈下が生じ周辺構造物に悪影響を及ぼす。一方、土かぶりが大きければトンネル上部にグランドアーチが形成され、トンネル掘削の影響はそれ以遠には伝播しない等である。

それでは地盤の不連続性を、数値解析のなかにどのように取り込めばよいのであろうか。これに対するアプローチ法として2つあげることができる。1つは、地盤の不連続的挙動をも記述できる構成式を開発することであり、もう1つは、地盤をモデル化する際に不連続特性をあらかじめインプットしておくことである。本研究では、後者のアプローチ法によって、弾塑性平面ひずみ要素のまわり全てをジョイント要素で囲んだ地盤モデルを考え、地盤の不連続挙動を説明した。ここで前者によらない理由としては、次のことがあげられる。構成式は元来「要素試験」における「応力～ひずみ関係」を式の形で表現したものである。したがって、せん断によって供試体内部に非一様な変形が生じ、最終的にせん断面を形成するような場合には、もはや要素試験ではなく、モデル試験としての形態を備えていることから構成式を求めることは非常に難しくなる。

本研究はこのような観点より、まず第1編では、従来から行われてきた要素試験を再検討し、その限界について言及した。続いて不連続面の力学挙動を調べるために岩盤内の不連続面にシームを含む場合を例にとりて室内実験を行った。また不連続地山におけるトンネル掘削の補助工法として用いられる凍結工法の有効性を確認するため、砂質試料による凍結三軸圧縮試験を実施し、不連続面の凍結時強度・変形特性を検討した。第2編では、第1編で把握した不連続性地山の力学特性に基づいて、その応用編として不連続地山中のトンネル掘削問題を取り上げた。そして、新しく提案した地盤モデルを用いて数値解析を行い、設計手法の確立を図った。

目 次

序 論	(1)
-----	-----

第 1 編 不連続性地山の力学特性

第 1 章	序 論	1
第 1 節	概説	1
第 2 節	砂の構成式	1
2-1	連続体理論	2
2-2	粒状体理論	2
第 3 節	不連続性岩盤の力学挙動	3
3-1	不連続性岩盤の破壊規準	3
3-2	不連続面の構成関係	4
	参考文献	9
第 2 章	三軸圧縮状態の堆積軟岩の破壊とエネルギー消散に関する考察	14
第 1 節	序 論	14
第 2 節	試験概要	15
第 3 節	試験結果と考察	17
3-1	微視的にみた構造変化	17
a)	側方変位	17
b)	ひずみ変化	18
c)	含水比（間隙水圧）分布	19
3-2	エネルギーによる考察	19
第 4 節	結 論	26
	参考文献	27
第 3 章	粘土シームの岩盤の力学挙動に及ぼす影響に関する研究	29
第 1 節	序 論	29
第 2 節	実験試料および実験方法	30

第 3 節	実験結果と考察	3 3
3-1	粘土シームの厚さの影響	3 3
3-2	切断面の角度の影響	3 6
3-3	せん断速度の影響	3 6
3-4	粘土シームの過圧密比の影響	3 9
第 4 節	結論	4 1
	参考文献	4 2
第 4 章	三軸応力下における凍結砂の力学特性	4 3
第 1 節	序論	4 3
第 2 節	実験方法	4 5
第 3 節	実験結果と考察	4 6
3-1	応力～ひずみ関係	4 6
3-2	最大強度に及ぼす温度、側圧の影響	5 1
3-3	最大強度のひずみ速度依存性	5 1
3-4	弾性定数について	5 1
3-5	破壊規準の適用	5 5
3-6	凍結砂と未凍結砂の強度比較	5 8
第 4 節	結論	5 9
	参考文献	6 1
第 5 章	結 論	6 3

第 2 編 不連続性地山中のトンネル掘削に関する研究

第 6 章	序 論	6 5
第 1 節	概説	6 5
第 2 節	トンネル掘削の基本理念	6 6
第 3 節	第 2 編の概要	6 8
	参考文献	7 1

第 7 章	薄肉柔支保構造（吹付コンクリート、ロックボルト）の 支保機構に関する実験的研究	7 4
第 1 節	序論	7 4
第 2 節	実験装置及び実験方法	7 5
2-1	土槽実験	7 5
2-2	アルミ棒積層体実験	7 9
第 3 節	実験結果と考察	8 0
3-1	土槽実験	8 0
3-2	アルミ棒積層体実験	8 4
第 4 節	結論	8 5
	参考文献	8 5
第 8 章	砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究	8 7
第 1 節	序論	8 7
第 2 節	実験方法と実験結果	8 9
第 3 節	解析方法	9 3
3-1	弾塑性体要素を用いた解析	9 3
3-2	ジョイント要素を用いた解析	9 4
第 4 節	解析結果と考察	9 5
第 5 節	結論	1 0 3
	参考文献	1 0 3
第 9 章	砂質地山におけるかぶりの浅いトンネル掘削に伴う地表沈下	1 0 5
第 1 節	序論	1 0 5
第 2 節	解析手法	1 0 7
2-1	弾塑性体要素を用いた解析	1 0 7
2-2	ジョイント要素を用いた解析	1 0 8
2-3	解析条件と材料定数	1 0 9
第 3 節	解析結果と考察	1 1 1
3-1	トンネル壁面の変位分布	1 1 2
3-2	トンネル掘削に伴う塑性域の発生と拡大	1 1 3
3-3	地表面の横断沈下形状	1 1 3

3-4	クラウンと地表面の沈下量の比	120
第4節	結論	124
	参考文献	125
第10章	凍結工法を用いたトンネル施工実績解釈のための シミュレーション解析	128
第1節	序論	128
第2節	解析方法	129
2-1	岩石実質部に対する凍結・解凍の表現	130
2-2	節理（亀裂）に対する凍結・融解の影響のモデル化	132
a)	ジョイント要素の構成関係	132
b)	凍結・融解のシミュレーション	134
2-3	解析手順	134
第3節	解析条件、解析結果と考察	135
3-1	定数の選定	135
3-2	解析結果と考察	139
第4節	結論	143
	参考文献	144
第11章	結 論	145
謝 辞		147

第 1 編

不連続性地山の力学特性

第 1 章 序 論

第 1 節 概説

地盤工学において、有限要素法を主体とした数値解析法の進歩と、大容量・高度の電子計算機のめざましい発達によって、構成式を適用した初期値・境界値問題の解析が盛んに行われるようになってきた。室内での要素試験の結果を的確に評価し得る構成式を用いて、盛土や掘削時における地盤の挙動を予測しようとするものである。

構成式は、「要素試験」における「応力-ひずみ関係」を式の形で表現したものといえる。ここでいう「要素」とは「その中では応力・ひずみが一様に分布する物質のかたまり」であり、供試体全体としての平均応力・平均ひずみの概念が成り立たなければならない。第 2 章でも詳述するように、せん断によって供試体内部に非一様な変形が生じ、最終的にはせん断面を形成するような場合には、平均応力・平均ひずみが供試体内部での部分的な応力・ひずみとはかなり異なってくるから、もはや要素試験ではなく、モデル実験としての形態を備えているとしなければならない。

本論文における研究は、地盤工学のなかで不連続性地山（未固結の砂質地山や節理、層理等を内在した岩盤地山）を対象にしているが、この分野においては上述したような構成式に対する疑問が常につきまとう。

そこで、不連続性地山の力学特性について考察する前に、まず地盤工学における「地盤のモデル化→構成式→パラメータの決定→数値解析」という一連のフローに対して、前半 2 つに対する従来の研究を紹介し、本研究のおかれている立場と目的とするところを論じる。

第 2 節では、不連続性地山のなかで、未固結の砂質地山に注目し、砂の構成式について連続体理論と粒状体理論のそれぞれから発展してきた構成式について概観する。次いで第 3 節では、不連続性岩盤の力学挙動に関連して、不連続面自体の強度・変形特性と、それが岩盤全体の挙動に与える影響について詳しく考察した研究を紹介する。また不連続面そのものの変形特性を記述するために開発された各種ジョイント要素について、その特徴を述べる。

第 2 節 砂の構成式

三次元応力下における砂の応力-ひずみ関係を定量的に規定しようとする理論的なアプローチを、その方法論によって 2 つに分けてまとめてみる。1 つは Cambridge 学派に代表

される土を連続体と考え、弾－塑性体理論に基づいて構成式を導く方法（連続体理論）であり、もう1つは、Roweに代表される砂を粒状体と考えての研究（粒状体理論）である。

2-1 連続体理論

Drucker and Prager¹⁾は金属塑性の考え方を土に適用して、応力－ひずみ関係を誘導した。彼らは、土を弾－完全塑性体と仮定し、拡張 von-Mises規準を降伏規準として採用した。彼らは normalityが成り立つ関連流動則を採用したので、この降伏規準はそのまま塑性ポテンシャルをも表現している。Drucker, Gibson and Henkel²⁾は上記の円錐面降伏規準に半円状の capを加えた降伏曲面を与え圧密の効果を考慮した。Roscoeらの Cambridge 学派は、Druckerらの研究を発展させ、理想的な砂、すなわち Granta-Gravel³⁾を考え構成式を体系化した。

以上の構成式は、せん断に伴う塑性ひずみ増分が降伏条件式に直交するとしたものであるが、Poorooshasb⁴⁾、龍岡⁵⁾および Lade and Duncan⁶⁾は、各種実験より、砂の場合は normalityが成り立たないことを明らかにした。Nishi and Esashi⁷⁾は、圧密による降伏規準を新たに加え、全塑性ひずみ増分は、せん断による塑性ひずみ増分と圧密による塑性ひずみ増分の和と仮定した。彼らは、Poorooshasbらの研究と同様にせん断に関する降伏規準については normalityは成り立たないとして、塑性ポテンシャル関数を新たに定義している。

このように、連続体理論による構成式の流れを概観すると、砂に関しては降伏条件式に対する normalityが成立しないというのが一致した結論のようである。

2-2 粒状体理論

粒状体理論は、土が粒子の集合体であるという本来の姿を直視して、土の応力－ひずみ関係を導き出そうとするアプローチである。土が粒子の集合体であるという原点に立ち戻って構成式を導こうとする場合には、粒子構造を介して応力とひずみを結びつけなければならない。ところが、応力やひずみは連続体の概念、また粒子構造は粒状体の概念である。これら異種の概念を結合させるためには、ある種の単純化、モデル化が常に伴うことを認識しておくべきである。

粒状体の変形挙動の微視的物理モデルの研究は、Newland and Alley⁸⁾に始まった。

Roweは、砂は粒子の集合体であるとの立場から⁹⁾、個々の粒子間の力の釣り合いに着目し、stress-dilatancy式を誘導した。Horn¹⁰⁾はRoweのstress-dilatancy式が妥当であることを理論的に明らかにし、粒状体のひずみを厳密な形で表わした。

Oda¹¹⁾ は、粒状体の構造およびひずみ効果に着目した詳細な考察を行った。そして、初期構造の異方性が砂の強度・変形特性に及ぼす影響や、変形に伴う構造の変化を定量的に示した。また粒子構造や異方性に依存しない新しいstress-dilatancy式を提案している。

村山¹²⁾⁻¹⁴⁾ は、偏差応力を受けた弾性および塑性状態にある砂の応力-ひずみ関係を、粒子の滑動に対する確率・統計学的な考察から誘導している。

Matsuoka^{15),16)} は、アルミ棒あるいは光弾性材料の棒の二次元積層体を用いた実験を行った。そして粒子間力、粒子間摩擦および粒子接点角などを潜在すべり面上のせん断抵抗を支配する要因と考え、三主応力下の土の応力-ひずみ関係式を規定する概念として、複合滑動面 (CMP) を提案した。Matsuoka and Nakai¹⁷⁾ は (CMP) の概念を発展させ、新たに三次元空間内に空間滑動面 (SMP) を提案し、新たな応力-ひずみ関係式を提案した。

以上に、砂の構成式を定量的に記述しようとするアプローチに2通りの方法があることを述べた。2-2で述べたように、砂に関しては粒状体理論など独自の体系化が進められてはいるが、最終的には連続体を前提とする応力とひずみの概念を用いるので、やはり連続体力学の枠を出るものではないと結論づけられよう。

第3節 不連続性岩盤の力学挙動

3-1 不連続性岩盤の破壊規準

従来より、岩石を対象にした室内実験はボーリングで採取したコアを用いて実施されてきたが、それらの結果は岩盤を構成する母岩 (intact rock) の力学特性であり、岩盤のそれとは考えられない。その理由は岩盤には節理・層理等のジョイントが内在し、ジョイントで区切られた岩石のブロックとは力学特性が異なるためである。したがって、岩盤の力学特性を把握するためには、多額の費用を要するにもかかわらず原位置岩盤試験が実施されてきた。

それに対して、足立らは母岩あるいは不連続面を内在した岩石供試体に対して剛性試験機を用いた室内岩石試験を実施した。そして母岩自体の力学挙動、不連続面自体の力学挙動さらには不連続面の存在が岩盤強度に与える影響等について詳しく考察している。本節では、足立らの行った一連の研究を簡単に紹介するとともに、本研究で新たに実施した室内実験の目的と意義を述べる。

赤井ら^{18),19)} は、大谷石を対象とした一連の三軸圧縮試験より、まず大谷石のような軟岩においてもTerzaghiの有効応力式が成り立つことを確認し、三軸試験結果より得られた応力-ひずみ関係に対して粘弾性、粘完全塑性体とした構成式を誘導した。

次いで、足立ら²⁰⁾は拘束圧を 0～200kgf/cm の範囲内で変えた三軸圧縮試験を行った。そして、その破壊規準はMohr-Coulomb型の破壊規準では表現が困難であり、Hobbs²¹⁾、Murrell²²⁾が提唱している、べき関数型の破壊規準で表わせることを明らかにした。

また、先行履歴応力²⁰⁾以下においては、応力-ひずみ関係がひずみ硬化-軟化型となり、最大強度、残留強度ともが重要な意味をもつ。そして残留強度状態は破断面により力学状態が完全に支配されている状態であるから、残留強度は不連続面をもつ岩盤の強度の最小値に等しいと考えられる。このことを模式的に示したものが図1-1であって、不連続面をもつ岩盤の強度は、上限値を母岩の強度に、下限値を母岩の残留強度にとり、一般的にはその範囲内にあることを示す。

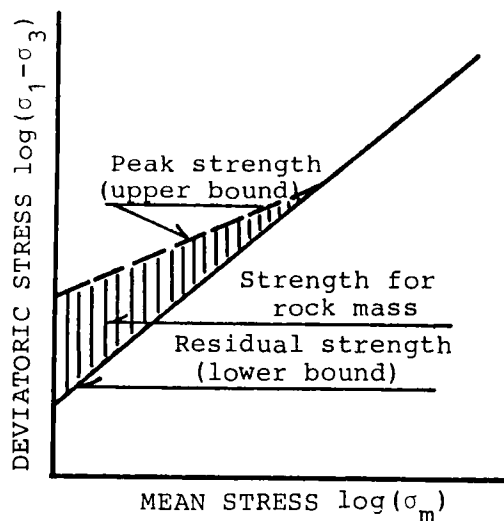


図1-1 岩石の強度と岩盤の強度

さらに足立ら^{23), 24)}は、軸荷重作用面と種々の角度をもつ切断面をダイヤモンドカッターにより入れた供試体を用いて三軸圧縮試験を行い、図1-1で示した岩盤の強度特性を実証した。

このように足立らは、母岩自体の強度・変形特性のみならず、不連続面上の強度・変形特性、さらには不連続面を有する岩盤全体としての破壊規準にまで言及している。

ところで、不連続面には自然風化による軟化層、造山作用による断層破砕物あるいは斜面の初期すべりによって生成されたすべり粘土等のシームが充填されているものがある。このようなシームは岩盤の挙動に大きな影響を与え、岩盤強度の支配的要因となるにもかかわらず、その強度・変形特性を有効応力で統一的に評価した研究は見当たらない。そこで本研究では、足立らが行った不連続面を有する三軸圧縮試験の手法を、切断面に粘土シームをもつ供試体のせん断試験に応用して、その強度・変形特性を有効応力で統一的に解釈し破壊規準を与えた。

3-2 不連続面の構成関係

不連続面は岩盤の基本要素であり、その性質は岩盤の力学挙動に大きな影響を与えることはよく知られている。このような不連続面を工学的に特徴づける事項には次のものがあ

る。

方向性、間隔、粗さ、壁面強さ、開き、充填物、浸透水、不連続面の組の数、ブロック寸法などである。

不連続面の強度特性に関する研究は多いが、中でもPatton²⁵⁾、Ladanyi and Archambault²⁶⁾およびBarton²⁷⁾の研究は、不連続面のせん断強さを議論する上での基礎を与えた。

不連続面の变形特性を記述するモデルとしては、Goodmanのもの²⁸⁾とZienkiewiczのもの²⁹⁾がよく知られている。前者は厚さゼロのジョイント要素を考え、その相対するジョイント方向の辺の垂直方向および接線方向の相対変位と平均的な力の関係を定式化したものである。一方後者のジョイント要素は厚さ t の細長い長方形要素を用いたもので、通常の二次元平面要素と同様に扱うことができる。

1960年代後半から1970年にかけて発表された代表的な2つのジョイント要素以降、今日に至るまでに数多くの研究者によって種々の改良が行われた。

Heuze³⁰⁾は1982年のASCE,GT5のなかでジョイント要素の発達の歴史について9項目に分けて簡単にレビューしている。本節ではHeuzeのレビューに筆者の私見と補足を少し加えながらジョイント要素の今日までの発達を振り返る(表1-1参照)。

1. ジョイント要素の多くは平面ひずみ要素である。
2. 軸対称要素は(37,30,48)においてモデル化されている。
3. 三次元状態におけるすべりをモデル化した要素は、(31,34,30,46)などがあるが、数値解析プログラムに組み込まれて実用化されているものとしては(45,46)の研究がある。
4. Goodmanの仮定した厚さ $t=0$ の要素を用いているものがほとんどである。
5. 回転剛性は(42)において始めて導入されたが、(46)ではその考え方を三次元にまで拡張している。

6. 不連続面の变形特性においてダイレイタンス特性は非常に重要である。ダイレイタンス特性のジョイント要素への取り入れ方には大別して2つの方法が考えられる。1つは、Goodmanが(36)の研究で行ったように、不連続面が構造的にもつ凹凸の形状を念頭におき、その幾何形状より直接導入した手法であり、この方法は、第2節で述べた粒状体理論のアプローチ法と同様なものと考えられる。もう1つは、やはり第2節で述べたような連続体理論のアプローチ法、つまり塑性論を用いてダイレイタンスを取り入れる方法である。Ghaboussiは(37)の研究においてジョイント要素の降伏規準としてCapモデルを考え、関連流動則を用いてジョイント要素の塑性的な相対変位を定義した。Xiurun

表1-1 ジョイント要素の発達の歴史

Name, Reference number, Date	Geometry			No thick- ness (4)	Rota- tion stiff- ness (5)	Dila- tion (6)	Strain- soften- ing (7)	Fluid flow (8)	Qua- dra- tic (9)
	Plane (1)	Axisym- metric (2)	Three dimen- sional (3)						
Goodman et al.(28) 1968	*			*					
Mahtab et al.(31) 1970			*	*			*		
Heuze et al.(32) 1971	*			*			*		
Heuze et al.(33) 1971	*			*		*			
St. John(34) 1972	*		*	*			*		
de Rouvray et al.(35) 1972	*			*		*			
Goodman et al.(36) 1972	*			*		*			
Ghaboussi et al.(37) 1973	*	*		*		*		*	
Gale et al.(38) 1974	*			*					*
Ngo(39) 1975	*			*					*
Sharma et al.(40) 1976	*							*	
Hilber et al.(41) 1976	*								
Goodman et al.(42) 1977	*			*	*		*		
Heuze(43) 1979	*			*	*	*			
Xiurun(44) 1981	*			*		*	*		
Van Dillen et al.(45) 1981	*		*			*			
Heuze et al.(30) 1982		*							
Toki et al.(46) 1982			*	*	*			*	
Ohnishi et al.(47) 1982	*			*	*		*	*	
Matsumoto et al.(48) 1983		*		*				*	

は(44)の研究においてジョイント要素の降伏規準としてMohr-Coulombの規準を考え、非関連流動則を用いてジョイント要素の塑性変形を説明した。

7. ジョイントのせん断変形に伴うひずみ軟化挙動は、特にジョイントの面が粗い場合には重要となる。この挙動をジョイント要素の構成関係に取り入れた研究は(32)の研究を初めとして、それ以後多数にのぼっている。また、ひずみ軟化を取り入れた構成式を実際に数値解析に用いる場合、ほとんどの研究において初期応力法が用いられている。

8. 地盤工学において、浸透現象と変形をカップリングして解くことは非常に重要なことである。特に地盤内に不連続面が存在する場合には、均質多孔質地盤内の浸透現象とは異なり、その流れは不連続面によって大きく影響される。ジョイント要素における変形と浸透現象のカップリングについては数多くのモデルが提案されている。ほとんどのモデルは平面ひずみジョイント要素における浸透現象を扱っているが、(48)の研究では軸対称条件下における浸透現象をモデル化している。また、他の研究が浸透流の水頭もしくは間隙水圧を節点において定義している(Sandhuら⁴⁹⁾)のモデル化と類似)のに対して、(48)の研究ではジョイント要素の中央で間隙水圧を定義している(Christian⁵⁰⁾)のモデル化と類似)。

9. ほとんどの要素が定ひずみジョイント要素であるが、(39,40)の研究のように二次要素も提案されている。

以上に、ジョイント要素の構成関係を概観したが、これらの要素とは異なり破壊面の発生を強調し、崩壊荷重などを解析することを目的として、剛体-ばねモデル(Rigid Body Spring Model: RBSM)が川井⁵¹⁾によって提案されている。RBSMと同様なモデル化は、Belytschko⁵²⁾およびGusmann⁵³⁾によっても行われており、GusmannはそのモデルをKinematic Element Method (KEM)と名付けた。Cundallは⁵⁴⁾、岩盤ブロックの分離後の崩壊などの運動学的な挙動を説明するために個別要素法(DEM)を提案した。Asaiら⁵⁵⁾は、剛体要素のまわり全てをジョイント要素で囲んで地盤をモデル化し、これを剛体結合要素法(Rigid Body Joint Element Method: RJM)と名付けた。

上記したRBSM以降のモデルはブロックや粒子の挙動から一足飛びに地盤の挙動を推定しようとするものであり、土の構成式を飛び越えたものといえよう。言い換えれば、第2節で述べたように粒状体理論から応力・ひずみを導き出すときには、常に単純化および仮定がなされるが、上記のモデルではフローが「地盤のモデル化→数値解析」となるために、これらの単純化および仮定は取り除かれるのである。

本研究では、後半の第2編において砂質地山および不連続性地山におけるトンネル掘削

問題の解析を行うが、これらの地盤に対して、どのような解析手法がより適当であるかを検討する。つまり、比較の対象とするモデルとして、1つは、2-1で述べた連続体理論に基づく構成式として、Drucker and Pragerの降伏規準と関連及び非関連流動則から誘導される応力-ひずみ関係を用いる。もう1つは、3-2で述べたRBSM以降の考え方を参考にしながら、弾塑性平面ひずみ要素のまわり全てをジョイント要素で囲んだモデルを考えた。なお、ジョイント要素の構成関係としては Goodman (42) を用いた。平面ひずみ要素を剛体とせず、弾塑性としたのは、本論文では取り扱わなかったが、浸透現象とのカップリング解析が容易となり、プログラムの適用範囲が飛躍的に広がると判断したからである。

以上の観点より第1編では以下に示す3項目の実験的研究を実施した。

第2章では、堆積軟岩の三軸圧縮下における変形・破壊過程を、まず微視的に観察し、ひずみ・間隙水圧の不均質性を実験的に証明した。次に平均応力・平均ひずみをそのまま利用する従来の考えから離れて、載荷除荷を繰り返した実験による荷重-変位曲線からエネルギーを計算し、破壊過程をエネルギー変換過程として検討した。

第3章では、あらかじめ切断面を与えた堆積軟岩に沖積粘土をはさんだ人工的な粘土シームをもつ供試体で、粘土シームを有する岩盤をモデル化し、有効応力で検討できるよう間隙水圧の測定を伴う非排水三軸圧縮試験を行った。そして、粘土シームの厚さ、主応力面とシーム面との成す角度、せん断速度、拘束圧及びシーム粘土の過圧密比が岩盤の力学挙動に及ぼす影響を実験的に考察した。なお、実験においては、第2章で明らかにされた三軸供試体内の応力及びひずみの局所性を念頭におき、不連続面の間隙水圧測定方法、供試体の回転を抑える方法等に新たな工夫をこらした。

第4章では、不連続性地山の安定化のために用いられる補助工法の1つである凍結工法に着目し、低温下における地山の力学特性を調べた。第10章において凍結工法を用いて実際に施工されたトンネル掘削をシミュレートするが、そこで必要となる地盤の変形・強度特性を把握しておく必要がある。地盤の変形特性はヤング率・ポアソン比などで規定され、通常は三軸圧縮試験などから決定されるが、そのためにはせん断時の体積変化を測定する必要がある。しかし、凍結三軸試験に関しては体積変化測定の難しさから正確な計測が行われた実績がない。そこで本研究では、せん断時の体積変化を測定するために新しい装置を考案した。ここでは、豊浦標準砂を試料として、凍結砂の低温三軸圧縮試験を行い、凍結砂の力学特性の温度依存性、拘束圧依存性、ひずみ速度依存性及び間隙比依存性について明らかにした。さらに、常温における地山の力学特性との比較を強度及び変形の両面

について行った。

最後に、第5章では、第1編における各章の研究成果を要約として結論としている。

参考文献

- 1) Drucker, D. C. and Prager, W. : Soil Mechanics and Plastic Analysis of Limit Design, Quarterly of Applied Mathematics, Vol.10, 1952, pp.157-165.
- 2) Drucker, D. C., Gibson, R. E. and Henkel, D. J. : Soil Mechanics and Work-Hardening Theories of Plasticity, Trans. ASCE, Vol.122, 1957, pp.338-346.
- 3) 例えば Schofield, A. N. and Wroth, C. P. : Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, London, 1968.
- 4) Poorooshasb, H. B., Holubec, I. and Sherbourne, A. N. : Yielding and Flow of Soil in Triaxial Compression, Part 2 and 3, Canadian Geotech. J., Vol.4, No.4, 1967, pp.377-397.
- 5) 龍岡文夫：三軸せん断装置による砂の変形特性に関する基礎的研究、東京大学博士論文、1972.
- 6) Lade, P. V. and Duncan, J. M. : Elastoplastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil, Proc. ASCE, Vol.101, No.GT10, 1975, pp.1037-1053.
- 7) Nishi, K. and Esashi, Y. : Stress Strain Relationship of Sand Based on Elasto-Plasticity Theory, Proc. JSCE, No.280, 1978, pp.111-122.
- 8) Newland, P. L. and Alley, B. H. : Volume Change in Drained Triaxial Test on Granular Materials, Geotechnique, Vol.7, No.1, 1957, pp.17-34.
- 9) Rowe, P. W. : The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particle in Contact, Proc. Roy. Soc. A., Vol.269, 1962, pp.500-527.
- 10) Horn, M. R. : The Behaviour of an Assembly of Rotund, Rigid, Cohesionless Particles, Part 1 and 2, Proc. Roy. Soc. A., Vol.286, 1965, pp.62-97.
- 11) Oda, M. : Initial Fabrics and Their Relations to Mechanical Properties of Granular Materials, Soils and Foundations, Vol.12, No.1, 1972, pp.17-36.
- 12) Murayama, S. : A Theoretical Consideration on a Behavior of Sand, Proc. IUTAM sym. on Rheology and Soil Mechanics, 1964, pp.146-159.
- 13) 村山朔郎：弾性状態にある砂の構成式、土木学会論文報告集、No.236, 1975, pp.125-137.

- 14) 村山朔郎：塑性状態にある砂の構成式、土木学会論文報告集、No.251, 1976, pp.77-90.
- 15) Matsuoka, H. : A Microscopic Study on Shear Mechanism of Granular Materials, Soils and Foundations, Vol.14, No.1, 1974, pp.29-43.
- 16) Matsuoka, H. : Stress-Strain Relationships of Sands Based on the Mobilized Plane, Soils and Foundations, Vol.14, No.2, 1974, pp.47-61.
- 17) Matsuoka, H. and Nakai, T. : Stress-Strain Relationship of Soil Based on the 'SMP', Proc. Speciality Session 9, 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, pp.153-162.
- 18) 赤井浩一・足立紀尚・西 好一：堆積軟岩（多孔質凝灰岩）の弾・塑性挙動、土木学会論文報告集、No.271, 1978, pp.83-95.
- 19) 赤井浩一・足立紀尚・西 好一：堆積軟岩（多孔質凝灰岩）の時間依存特性と構成式、土木学会論文報告集、No.282, 1979, pp.75-87.
- 20) 足立紀尚・小川豊和：堆積軟岩の力学特性と破壊規準、土木学会論文報告集、No.295, 1980, pp.51-63.
- 21) Hobbs, D. W. : A Study of the Behaviour of Broken Rock under Triaxial Compression and its Application to Mine Roadways, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol.3, 1966, pp.11-14.
- 22) Murrell, S. A. F. : The Effect of Triaxial Stress Systems on the Strength of Rocks at Atmospheric Temperatures, Geophys. J., Vol.10, No.3, 1966, pp.231-281.
- 23) 足立紀尚・林 正之：軟岩の力学特性に及ぼす不連続面の影響、土木学会論文報告集、No.305, 1981, pp.97-110.
- 24) 足立紀尚・森田栄治：不連続面を有する軟岩の力学挙動と破壊規準、土木学会論文報告集、No.320, 1982, pp.99-111.
- 25) Patton, F. D. : Multiple Modes of Shear Failure in Rock, Proc. 1st Int. Cong. ISRM, Vol.1, 1966, pp.509-513.
- 26) Ladanyi, B. and Archambault, G. : Simulataion of Shear Behaviour of Jointed Rock Mass, Proc. 11th Sympo. Rock Mech., 1970, pp.105-125.
- 27) Barton, N. R. : A Relationship Between Joint Roughness and Joint Shear Strength, Proc. Int. Symp. Rock Mech., Nancy, 1971.
- 28) Goodman, R. E., Taylor, R. L. and Brekke, T. L. : A Model for the Mechanics of Jointed Rock, Proc. ASCE, Vol.14, No.SM5, 1968, pp.637-659.

- 29) Zienkiewicz, O. C., Best, B., Dullage, C. and Stagg, K. G. : An Analysis of Nonlinear Problems in Rock Mechanics with Particular Reference to Jointed Rock Systems, Proc. 2nd Cong. ISRM, Belgrad, 1970, pp.8-14.
- 30) Heuze, F. E. and Barbour, T. G. : New Models for Rock Joints and Interfaces, Proc. ASCE, Vol.108, No.GT5, 1982, pp.757-776.
- 31) Mahtab, M. A. and Goodman, R. E. : Three-dimensional Finite Element Analysis of Jointed Rock Slopes, Proc. 2nd Cong. ISRM, Belgrade, Vol.3, 1970
- 32) Heuze, F. E., Goodman, R. E. and Bornstein, A. : Joint Perturbation and No-Tension Finite Element Solutions, Rock Mechanics, Springer-Verlag, Wien, Austria, Vol.3, No.1, 1971, pp.13-24.
- 33) Heuze, F. E. and Goodman, R. E. : Finite Element Studies of 'Piledriver' Tunnels Including Considerations of Support Requirements, Univ. California, Berkeley, Report to U.S. Corps of Engineers, Omaha, Neb., Contract DACA 45-71-C0031, 1971.
- 34) St. John, C. M. : Finite Element Analyses of Two and Three-Dimensional Jointed Structures-Computer Programs, Rock Mechanics Research Report No.13, Imperial College, London, 1972.
- 35) de Rouvray, A. L. and Goodman, R. E. : Finite Element Analysis of Crack Initiation in a Block Model Experiment, Rock Mechanics, Springer-Verlag, Wien, Austria, Vol.4, 1972, pp.203-223.
- 36) Goodman, R. E. and Dubois, J. J. : Duplication of Dilatancy in Analysis in Jointed Rocks, Proc. ASCE, Vol.98, No.SM4, 1972, pp.399-422.
- 37) Ghaboussi, J., Wilson, E. L. and Isenberg, J. : Finite Element for Rock Joints and Interfaces, Proc. ASCE, Vol.99, No.SM10, 1973, pp.833-848.
- 38) Gale, J. E., Taylor, R. L., Witherspoon, P. A. and Ayatollahi, M. S. : Flow in Rocks with Deformable Fractures, Finite Element Methods in Flow Problemn, Ed. by Oden, J. T., Zienkiewicz, O. C., Gallagher, R. H. and Taylor, D., Univ. Alabama at Huntsville Press, Huntsville, Alabama, 1974, pp.583-598.
- 39) Ngo, D. : A Network Topological Approach to the Finite Element Analysis of Progressive Crack Growth in Concrete Members, SESM Report No.75-6, Univ. California, Berkeley, 1975.

- 40) Sharma, H. D., et al. : Generalization of Sequential Nonlinear Analysis. A Study of Rockfill Dam with Joint Elements, Proc. 2nd Int. Conf. Num. Meth. in Geo., Blacksburg, Va., Vol.2, 1976, pp.662-685.
- 41) Hilber, H. M. and Taylor, R. L. : A Finite Element Model of Fluid Flow in Systems of Deformable Fractured Rock, SESM Report No.76-5, Univ. California, Berkeley, 1976.
- 42) Goodman, R. E. and St. John, C. : Finite Element Analysis for Discontinuous Rocks, Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Desai, C. S. and Christian, J. t., Eds., McGraw-Hill, New York, 1977, pp.148-175.
- 43) Heuze, F. E. : Dilatant Effects of Rock Joints, Proc. 4th Cong. ISRM, Montreux, Switzerland, Vol.1, 1979, pp.169-175.
- 44) Xiurun, G. : Non-Linear Analysis of a Joint Element and Its Application in Rock Engineering, Int. J. Num. Ana. Meth. in Geo. John Wiley and Sons, New York, Vol.5, 1981, pp.229-245.
- 45) Van Dillen, D. E. and Ewing, R. D. : BMINES, A Finite Element Code for Rock Mechanics Applications, Proc. 22th Sympo. on Rock Mech. MIT Publishing, Cambridge, Mass., 1981, pp.353-358.
- 46) 土岐憲三・三浦房紀・大竹敏雄：3次元ジョイント要素による地盤一構造物系の非線形震動解析、土木学会論文報告集、No.322, 1982, pp.51- 62.
- 47) 大西有三・大津宏康：有限要素法による不連続性体の応力・変形・浸透流解析、土木学会論文報告集、No.322, 1982, pp.111-120
- 48) 松本樹典・関口秀雄・西田義親：ジョイント要素を用いた三軸等法圧密試験の有限要素解析、第18回土質工学研究発表会、1983, pp.227-228.
- 49) Sandhu, R. S. and Wilson, E. L. : Finite Element Analysis of Seepage in Elastic Media, Proc. ASCE, Vol.95, No.EM3, 1969, pp.641-652.
- 50) Christian, J. T. : Undrained Stress Distribution by Numerical Method, Proc. ASCE, Vol.94, No.SM6, 1968, pp.1333-1345.
- 51) 川井忠彦：物理モデルによる連続体諸問題の解析、東京大学生産技術研究所セミナー、テキスト（コース・57），1980.
- 52) Belytschko, T., Plesha, M. and Dowding, C. H. : A Computer Method for Stability Analysis of Caverns in Jointed Rock, Int. J. Num. Ana. Meth. in Geo., Vol.8, 1984, pp.473-492.

- 53) Gussmann, P. : Kinematical Elements for Soils and Rocks, Proc. 4th Int. Conf. Num. Meth. in Geo., Edmonton, 1982, pp.47-52.
- 54) Cundall, P. A. : A Computer Model for Simulating Progressive Large-Scale Movements in Blocky Rock Systems, Sympo. ISRM, Nancy, France, 1971.
- 55) Asai, T., Nishimura, M. and Saito, T. : A Numerical Modelling Technique for Analyzing the Behavior of Discontinuous Rock Masses, Int. Sympo. Weak Rock, Tokyo, Vol.2, 1981, pp.737-742.

第2章 三軸圧縮状態の堆積軟岩の破壊とエネルギー消散に関する考察

第1節 序論

岩盤力学あるいは地盤工学上の解析に有限要素法を主体とした数値解析手法を用いることが一般的になってきた¹⁾。大容量・高速の電子計算機が広く使われるに従って、岩盤力学に関するあらゆる初期値・境界値問題も解決できるであろうと期待を抱くむきも少なくない。こうした中で、現在最も話題となり研究上の問題点となっているものは数値計算への入力データ、すなわち現実の岩盤のモデル化と岩盤を構成する材料の一般構成則の確立であろう。前者に関しては、岩盤工学におけるさまざまな調査・試験法を駆使して岩盤の正しいプロフィールを得るべく努力が続けられているが、十分満足すべき状況に達するまでには相当な年月が必要であると想像される。一方、後者の岩質材料の構成式に関する最近の研究成果には目を見はるものがある。特に室内における要素試験の結果をもとにして現象論的に要素の非線形挙動を弾性論、塑性論、その他を用いて説明しようとする方法は最近急激な進歩を遂げている^{2), 3)}。

岩質材料の非線形挙動を解析するとき、降伏条件を主体とする弾塑性論などを用いないとする考えも提案されている。電子計算機の効率よい利用により難解な理論考察を行わなくても、実験で得た材料の挙動をそのままの形で構成式として計算に取り込んでいこうとする姿勢もこの考えを助けている。この端緒は双曲線モデル⁴⁾によって開かれ、Endochronic 理論^{5), 6)}もこの流れに沿っていると考えられる。このような研究が進められる背景には、室内実験結果の弾・塑性論的解釈が岩質材料の本質をとらえているのだろうかという危慮があると思われる。すなわち、巨視的・現象論的アプローチでは、材料の試験から得られる荷重と変位をそれぞれの系の断面積と長さで割った見掛けの平均応力と平均ひずみを用いて、要素内の応力分布・ひずみ分布は一樣と仮定しながら考察を進めている。しかし、最近ではAE⁷⁾、フラクトグラフィー⁸⁾などにより確かめられているように微視的にみれば試料内部では、あらゆる応力レベルでクラックが発生しており、供試体内にせん断面が形成されるような進行性の破壊においては、せん断に伴う不安定クラックの発生や体積変化（特にダイレイタンス）はせん断面の近傍の狭い範囲にしか生じていない。このことは、元来要素試験として考えられていた室内三軸試験が一つのモデル試験としての形態を備えていると示なければならないことを示している。

微視的にみたクラックの発生は載荷応力、応力腐食 (stress-corrosion)⁹⁾、環境¹⁰⁾、

繰り返し载荷などによるが、本論文では従来からの巨視的な応力とひずみという考えに対して、巨視的なエネルギーの変換過程としての堆積軟岩のせん断中の変形さらには破壊過程を考察し、従来の三軸圧縮試験を再検討する。

堆積軟岩が破壊に至る過程において、供試体への外力仕事はポテンシャルエネルギー（内部エネルギー）として供試体内に蓄積される回復性の弾性ひずみエネルギーと、内部のクラックの進展や液相内の粘性摩擦などに消費される非回復性の損失エネルギーに変換されることが考えられる。したがって、三軸圧縮試験において軟岩供試体に加えられた外力仕事の中でどのように分配、消費されているかを検討することによって、エネルギーの変換に注目した破壊過程の考察が可能となる¹¹⁾⁻¹⁴⁾。そこで本論文では、まず三軸供試体の圧縮過程におけるひずみの不均質性を実験的に証明し、次に载荷除荷を繰り返した実験による荷重-変位曲線からエネルギーを計算し、供試体のせん断破壊の過程を考察する。

第2節 試験概要

堆積軟岩試料は、通称船生石とよばれる凝灰岩で、 $G_s = 2.649$ 、 $e = 0.409$ 、 $\gamma_d =$

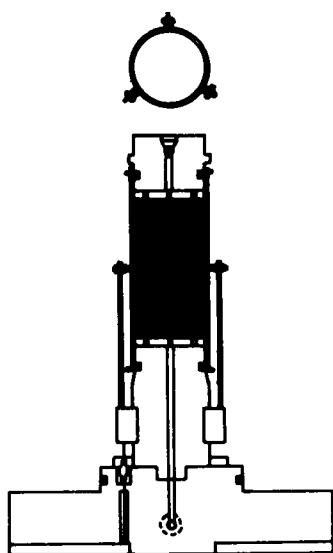


図2-1 供試体とキャンティ
レバー位置

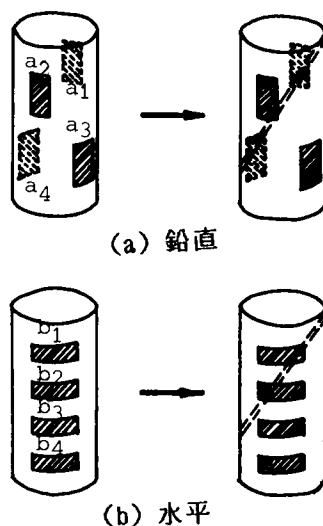


図2-2 ひずみゲージの
張り付け

1.873g/cm³である。これを高さ10cm、直径 5cmの円柱形に成形したものを供試体とし、サクシオンにより強制的に飽和させた状態で試験に用いた。一軸圧縮強度は、約120kgf/cm²である。また、以下に述べる試験はすべて圧密非排水試験である。

試験中に観測されたデータは、X-Yレコーダーへ書き込むか、あるいはA/D変換器を介してマイクロコンピュータシステム内のディスク上に記憶させる。記憶されたデータは、試験後初期条件の値をインプットすることにより必要に応じてラインプリンター、X-Yプロッターにそれぞれ結果を書き出すことが可能である。

今回行った各試験の手順は以下に述べるとおりである。

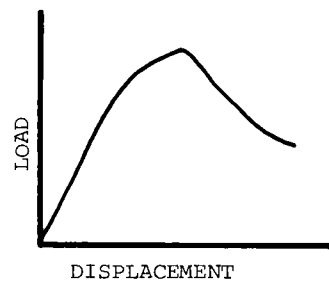
第1に、せん断中の側方変位を観察するために、供試体中央部にひずみゲージを張り付けた3本のキャンティレバーを設置した。その様子を図2-1に示す。圧密応力10、70kgf/cm²のもと、ひずみ速度0.12%/min.でせん断した。

第2に、供試体各部のひずみ変化のばらつきを観察するために、供試体にひずみゲージを縦方向と半径方向についてそれぞれ4枚ずつ張り付けた¹⁹⁾。せん断終了後に観察されたすべり面の位置とともに図2-2にその様子を示す。この場合の圧密応力は10kgf/cm²である。

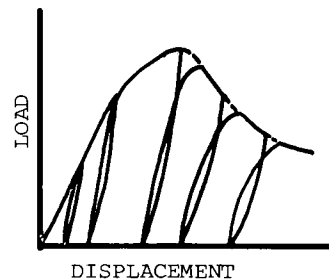
キャンティレバーからのリード線およびひずみゲージからのリード線は、三軸セル底部に設けた特別なバックングを通じてセル外へ引き出した。

第3に、せん断終了後の供試体各部(せん断面付近、外周端部分および全体)の含水比分布を観察するために、供試体を三軸セルから取り外した後迅速に計量瓶に供試体各部の試料を少量ずつ入れ含水比の測定を行った。

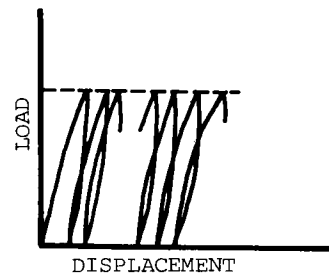
最後に、圧密応力10~180kgf/cm²の各供試体に対して、エネルギー的考察を行うための試験を行った。本研究では図2-3に示すような3種類の载荷方法を用いた。通常の三軸圧縮試験が図2-3(a)に示すような単調载荷方法に従うのに対して、任意の変



(a) 単調载荷



(b) 載除载荷



(c) 繰り返し载荷

図2-3 载荷方法

位におけるエネルギーの分配を計算するためには、図2-3(b)に示すような載除载荷方法(すなわち漸増繰返し載荷方法)が用いられる。消散エネルギーは、おもに内部クラック形成の際の表面エネルギーの解放の形で定量化されるが、ほかに粘性的な摩擦によって消費されるエネルギーがあると考えられる。そこで、これらをそれぞれ分離して非弾性的な挙動のメカニズムを考察するために、図2-3(c)に示すような荷重振幅値一定繰返し載荷方法を用いる。上記の3種類の載荷方法についてもそのひずみ速度はすべて0.12%/min.である。

第3節 試験結果と考察

3-1 微視的にみた構造変化

a) 側方変位

図2-4にキャンティレバーの3本の軸をそれぞれ120°ずつずらした座標で書き、圧密終了点(Start)、最大強度点(Peak)、残留強度点(Residual)の3段階の変位をそれぞれの軸にプロットした。圧密応力10、70kgf/cm²の両者とも最大強度点においては、それぞれの方向にほぼ同じ量だけ変位しており、この段階まではまだ明瞭なせん断面が現われず、ほぼ等方的に側方に影れていることがわかる。しかし、その後残留強度点へ至るまでの軟化過程においては、せん断面の形成により著しいせん断すべりが引き起こされ、圧密応力10kgf/cm²においては

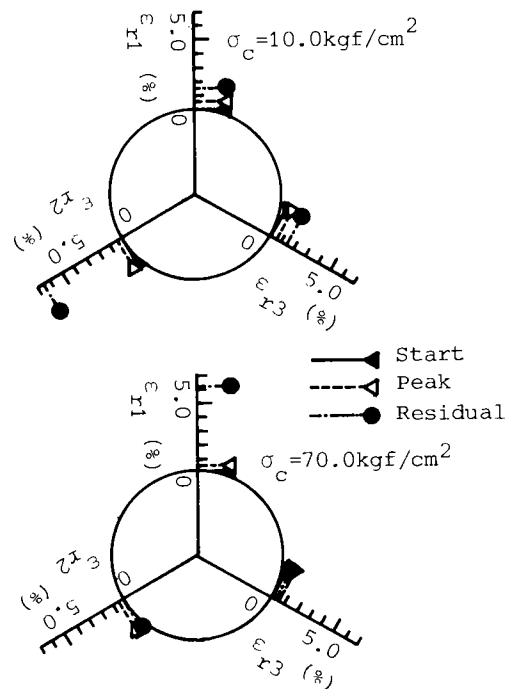


図2-4 せん断中の側方変位

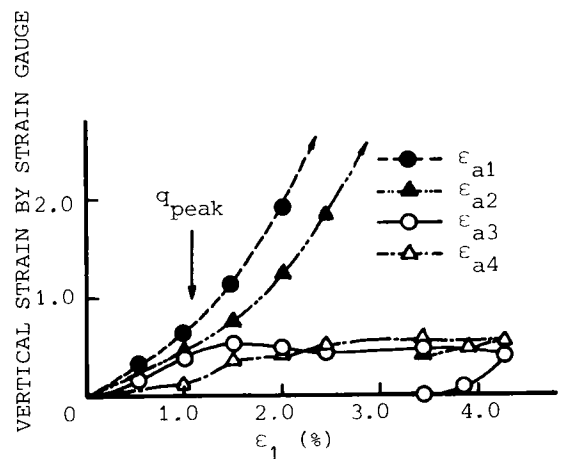


図2-5 縦ひずみの局所的変動

2の方向へ、圧密応力 70kgf/cm^2 においては1の方向へそれぞれすべりを起こしている。

b) ひずみ変化

図2-2に示したように張り付けたひずみゲージについて図2-5には縦ひずみの局所的なばらつきを、図2-6には側方ひずみの局所的なばらつきを、それぞれ供試体の軸変位から計算した平均軸ひずみ ε_1 を横軸にとってプロットした(ε_1 というひずみは供試体の変形が均一とした平均のひずみであり、ひずみゲージで測定する局所的なひずみと本来異なる。また、端面の影響や圧縮中の供試体の側方膨張のため、ゲージの読みは平均ひずみより一般に小さくなる)。図2-5より ε_1 が1%までは局所的なひずみのばらつきはみられず供試体全体が一樣に変形している(図2-4の結果と対応している)。しかし、その後せん断面の形成とともにひずみ変化に局所性が現われる。図2-2に示すように

ε_{a3} 以外のひずみゲージはせん断面と交わっており、最大強度点以後もせん断の進行とともにひずみは伸びている。一方 ε_{a3} のひずみゲージはせん断面の形成とともにひずみが回復しており、弾性的な除荷挙動を示している。図2-6の側方ひずみについても同様なことがいえる。つまり ε_{r3} はせん断面の形成とともにひずみが回復している。通常要素試験の結果整理の際に用いられる平均ひずみ ε_1 は、図2-5における ε_{a1} 、 ε_{a4} に代表されるものであり、せん断面のすべり変位を含んだ形の巨視的平均ひずみであり、局所的なひずみ変化はまったく無視している。したがって、平均ひずみは要素試験における真の挙動を表わしているものではない。このような結果をみる限りにおいては、要素試験はせん断

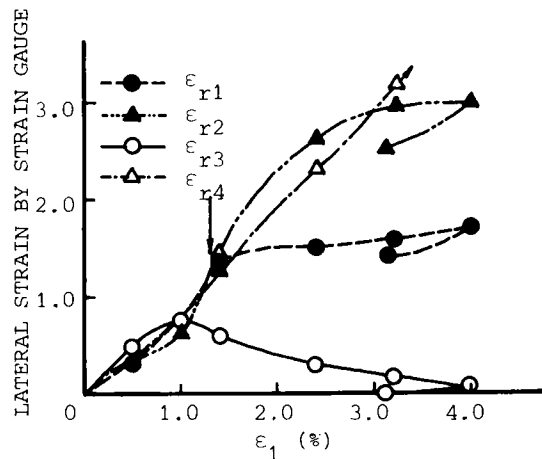


図2-6 側方ひずみの局所的変動

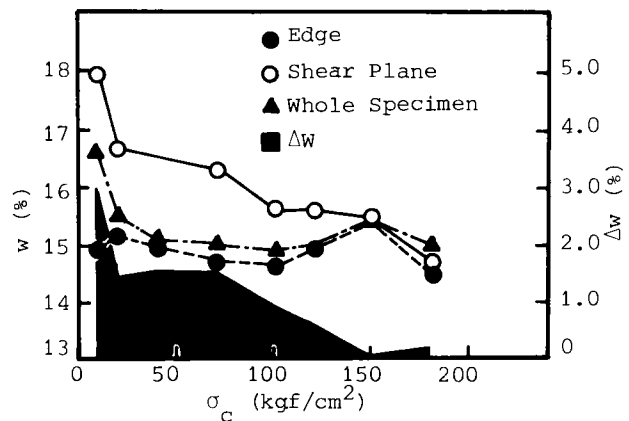


図2-7 せん断終了後の供試体内の含水比分布

面の形成過程を把握するための1つのモデルと考えた方がよいのかもしれない。

c) 含水比（間隙水圧）分布

せん断終了後、せん断面付近（圧密応力が高くなり、明確なせん断面が見出せない場合には、供試体内部の任意点で代表させた）と、供試体外周端部分および供試体全体で含水比を測定しそれぞれの部分の平均値を各圧密応力ごとに図2-7に表示した。同時に図には、せん断面付近の平均含水比と外周端部分のそれとの差 Δw も示している。

非排水条件下においては、供試体内の全含水量は常に一定に保たれる。しかし、局所的にその分布をみれば図2-7からも明らかなように、せん断面付近の含水比は供試体外周端部分のそれよりかなり高くなっており、この傾向は圧密応力の小さいほど（直接的には残留状態での平均主応力が小さいほど）大きくなっている。一方、圧密応力が大きくなると含水比分布はほぼ一様となる。これは、破壊形態が1つの卓越したせん断面に支配される上述の平均主応力小のものと異なり、せん断面の現われないタル型破壊であり、通常の要素試験の仮定である平均応力・平均ひずみの概念があてはまることを意味する。

さて、図2-7における含水比分布のばらつきは供試体内部における間隙水圧分布の不均一性を表わすものである。せん断面付近での吸水（含水比の上昇）は正のダイレイタンスーが生じていることを意味し、したがって有効応力の概念によればそれに伴う負の間隙水圧の発生が平均主応力を増加させ、せん断面付近での抵抗力を増大させる。つまり、最大強度点から残留状態への軟化過程においては、供試体外周端部分からせん断面付近へ向かう間隙水の流れは、せん断をそれ以上進行させまいとする方向に働く。このような正のダイレイタンスーの発現によるせん断抵抗の増加は、ダイレイタンスー硬化（dilatant hardening）として知られているものである¹⁵⁾。

せん断に伴う正のダイレイタンスーは一面せん断や三軸圧縮試験時のせん断領域に沿って生ずる程度の小さいスケールのもから、地質的大スケールのせん断¹⁶⁾、すなわち断層作用やしゅう曲作用によっても生ずるものと考えられる（地震の前には、その付近の地盤が正のダイレイタンスーを示すとされている^{17), 18)}）。

以上のように、せん断中における供試体内のひずみおよび間隙水圧分布に注目すると、従来要素試験において考えてきた平均応力・平均ひずみの概念は、その試料に対する応力レベルによりその妥当性が大きく左右されることが判明した。つまり、応力レベルの小さい範囲ではせん断面が卓越し、応力・ひずみともその分布にはかなりの局所的なばらつきがみられるようになる。

3-2 エネルギーによる考察

3-1で述べたように応力レベルの大小によって、要素試験における平均応力・平均ひずみの概念の妥当性が問題となる。そこで本節では三軸圧縮試験で得られた荷重と変位とを直接用いて各変位におけるエネルギー量を計算し、軟岩の破壊過程におけるエネルギー変換について考察を行う。

図2-8には、圧密応力10、40、100、180 kgf/cm^2 の単調荷重による結果と載除荷重による結果を縦軸に軸差荷重、横軸に軸変位をとって比較している。どの場合をみても最大

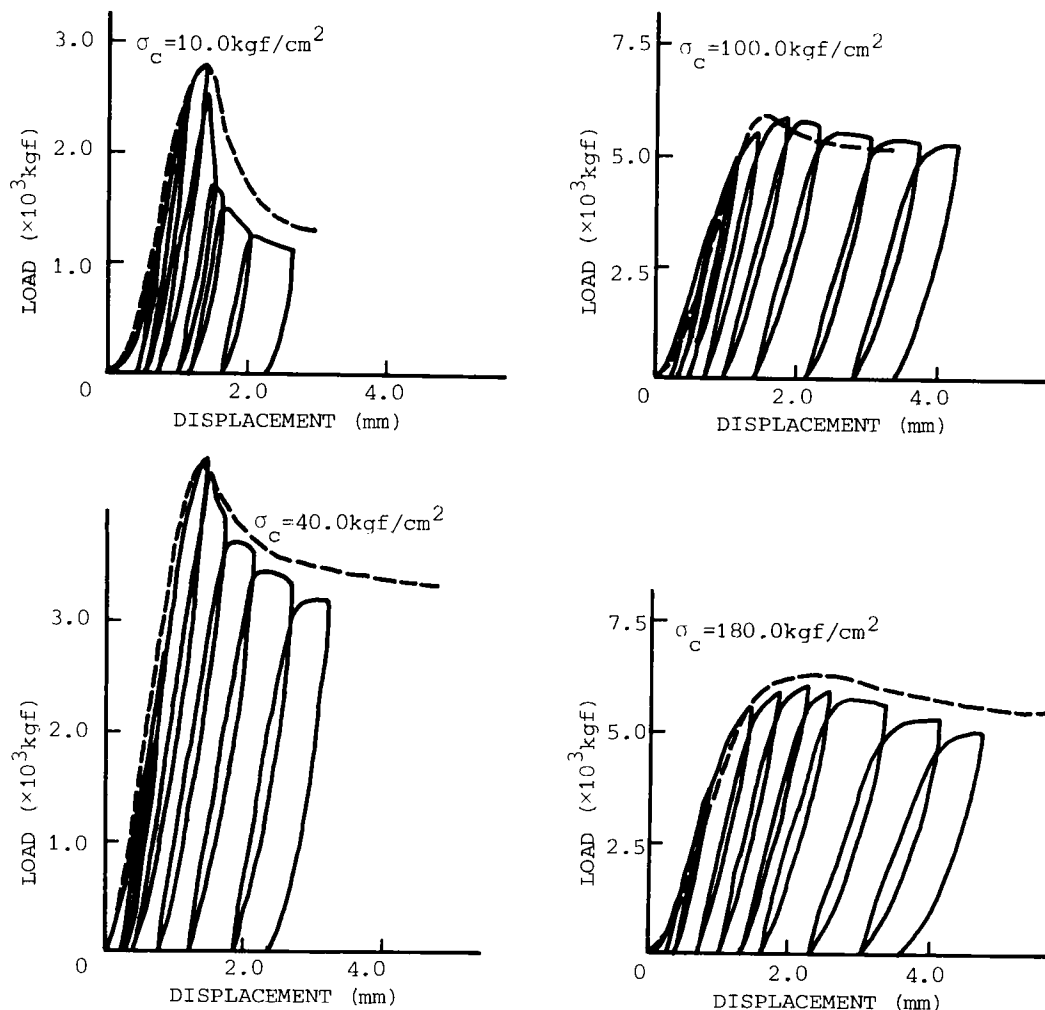


図2-8 単調荷重（点線）と載除荷重（実線）による結果の比較

強度点までの変位に関しては両者の結果はほぼ一致している。曲線の立ち上がりが穏やかになっているのは端面の不整合などの理由によるものと考えられる。一方、最大強度点から残留状態に至るまでの軟化領域においては、両者の結果が一致するとはいい難く、載除載荷による結果の方が単調載荷による結果よりも強度が小さくなる傾向にある。これは、軟化過程における載荷除荷が硬化過程における載荷除荷とは異なり、供試体の内部クラックの進展を助長し破壊過程をかなり加速させるものと考えられる（ただし $\sigma_c = 100 \text{ kgf/cm}^2$ の場合は例外と思われる）。

図2-8から判断する限りにおいては両者の結果の完全な一致はみられなかったが、試料間のばらつきも含めてこの差を許容できる範囲内のものとして以下の議論を進めていくことにする。図2-8の載除載荷による荷重変位図より、除荷開始点の軸変位においてエネルギーを計算する。エネルギー定量化の方法

は次のように行う。図2-9に示すように、点Aにおいて除荷した場合、載荷曲線の点Aまでに外荷重によって加えられた供試体への全エネルギー W_T は、線分OACで囲まれる面積で与えられ、変換された弾性エネルギー W_E （BACの面積）と非弾性損失エネルギー W_I （OABOの面積）の和となる。このように定量化したエネルギーを縦軸に、最大強度点における軸変位（ D_p ）で正規化した軸変位 D/D_p を横軸にしてプロットした結果が図2-10に示すエネルギー変位曲線である。

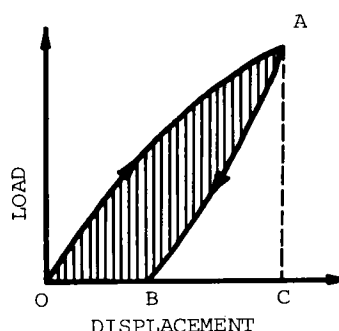


図2-9 エネルギーの定量化

る。図中 W_p は最大強度点までに外荷重によって供試体に加えられた全エネルギーを示し、他のエネルギー成分はすべてこの W_p で正規化されている。図2-10に示す結果より以下のような知見が得られる。

1) 最大強度点（ $D/D_p = 1$ ）で、供試体に蓄えられた弾性エネルギーは最大値をとるとみなすことができる。すなわち、応力-ひずみ曲線上の最大強度点は、供試体に蓄えられる弾性エネルギーが増加から減少へ向かう変曲点として特徴づけられる。外荷重の作用によって供試体内の組織破壊が進行し、供試体に蓄えられる弾性エネルギーがもはや増加し得なくなった点が、その供試体の巨視的な最大強度点であると考えられる。

2) 非弾性エネルギーはせん断のごく初期から存在しており、純粋な弾性挙動の領域はほとんど存在していない。

3) 最大強度点以後での弾性エネルギーの減少は圧密応力が小さいほどその割合が大

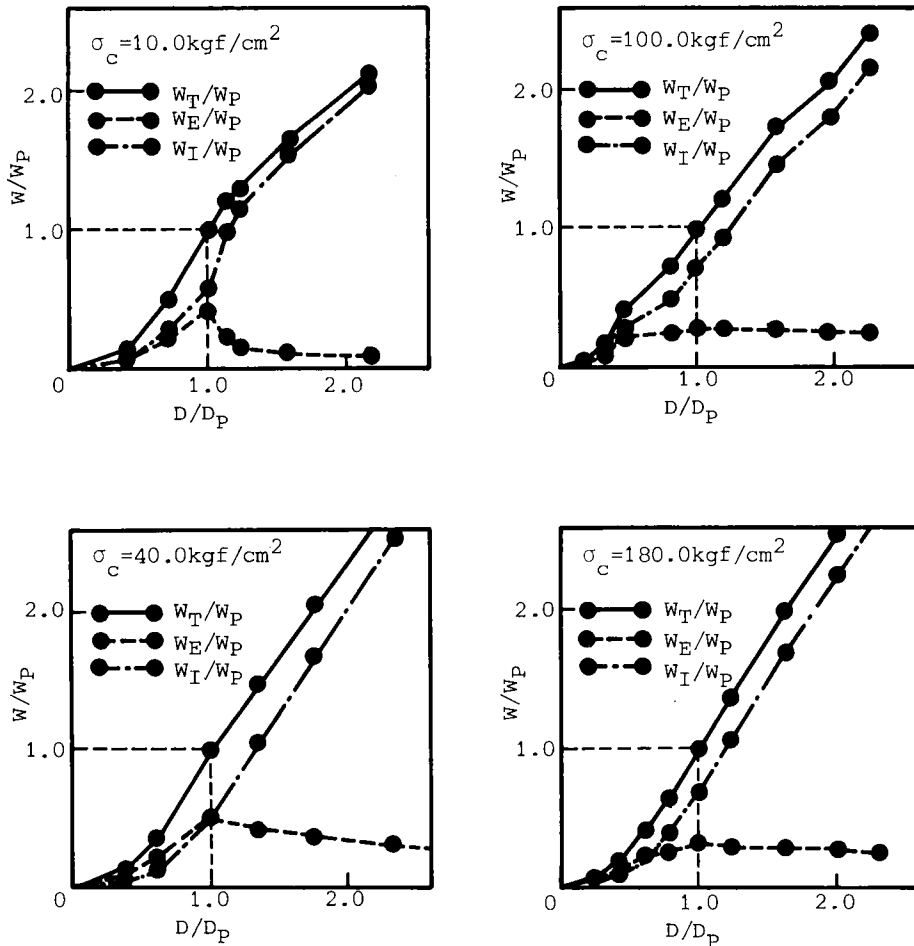


図 2-10 エネルギー変位曲線

きい。これは、明確なせん断面が形成されるような破壊形態（圧密応力が小さい範囲で現われる）では、外荷重の作用による仕事の大部分はせん断面の形成、すなわち表面エネルギーとして消費されることを示す。

4) 変形がさらに進行すると弾性エネルギーは零ではないある値に収束する傾向を示す。これは、せん断面以外の部分が残留強度状態において弾性的に変形していることを示すものである。つまり、最大強度点以後せん断面以外の部分は除荷されていることになる。これは、ひずみゲージによるひずみ変化の局所的なばらつきという測定結果ともよく合致する。

5) Griffithの亀裂伝播の規準によれば、規準に至った時点で破壊が起こるので最大強度点以後の弾性エネルギーの考察をすることはできない。したがって、堆積軟岩のような多孔質材料においては、この規準の示す概念は破壊を取り扱う場合の出発点としては有効であるが、圧縮変形・破壊過程の説明に直接適用することは困難である。

次に除荷－再載荷の1回のサイクル中に消費される非弾性エネルギーについて、圧密応力10、40kgf/cm²の2つの試験を例にとって考察する。非弾性エネルギー量を整理する場合に、図2-11に示すような2つの変位量を考える。Dは除荷を開始した点までの全変位を表わし、D'は1回のサイクルにおける変位振幅の大きさを表わす。図2-12に除荷－再載荷の1サイクル中に消散するエネルギー量 W_f をD'およびD/D_Pで整理した結果を示す。

サイクルによって消散するエネルギー量 W_f は、最大強度点までは増加しその後減少していくことがわかる。一方、サイクルにおける変位振幅D'で整理した非弾性エネルギー量は、その変位振幅の増加とともに単調増加しており、この傾向は最大強度点以前、以後のどちらにおいても同じである。したがって、1回のサイクルでの減衰(damping)により消散するエネルギーは損傷(damage)

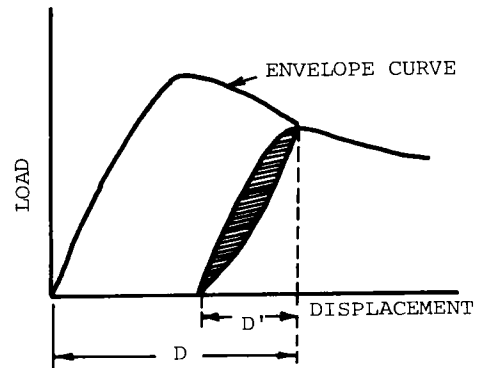


図2-11 変位範囲の定義

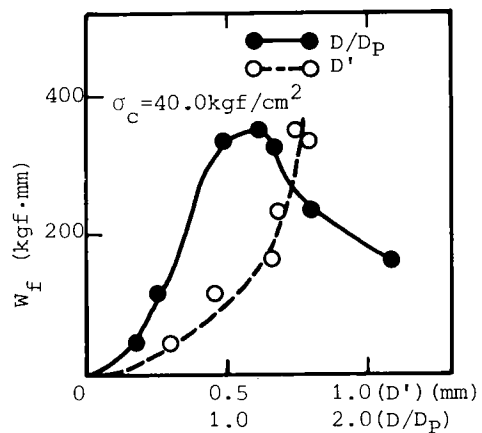
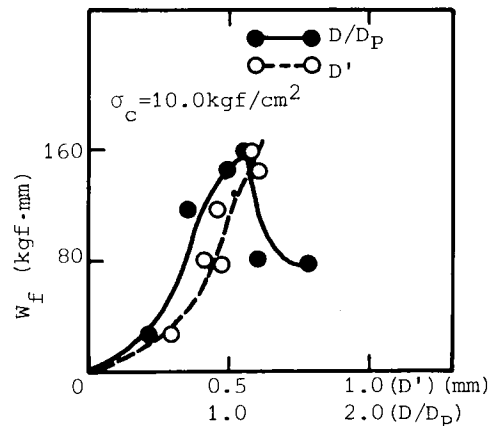


図2-12 除荷－再載荷の1サイクル中に消散するエネルギー量

には無関係であり、供試体における損傷の状態が著しくかけ離れているにもかかわらず、最大強度点以前であろうが以後であろうが D^{-} さえ与えておけば減衰によるエネルギーの消散量は等しいことがわかる。

クリープ試験に準ずるものとして繰り返し疲労試験(Cyclic Fatigue Test)がありよく実施されているが、このときの減衰によるエネルギーの消散も D^{-} に依存しているわけであるから、 D^{-} 対エネルギーの消散(ひずみ速度など時間的効果を加味したもの)の関係が正確に把握できれば繰り返し疲労試験の破壊までのメカニズムを知る上で大きな手助けとなることはいうまでもない。

図2-8を別の観点からみるために、それぞれの圧密応力における載除载荷曲線を用い、再载荷時の立ち上がり勾配からせん断係数 G を測定した。これを初期せん断弾性定数 G_0 で除して正規化し、横軸に D/D_p をとって整理しせん断の進行に伴うせん断係数の低下を考察した。その結果を図2-13に示す。

図2-13より、どの圧密応力においてもせん断の進行に伴ってせん断係数が低下していくことがわかる。しかし、その低下の様子には2つの傾向がみられる。つまり、圧密応力が小さい場合には、最大強度点付近まではせん断係数の低下はみられず、軟化領域に至って初めて低下し始める。一方、圧密応力が大きい場合

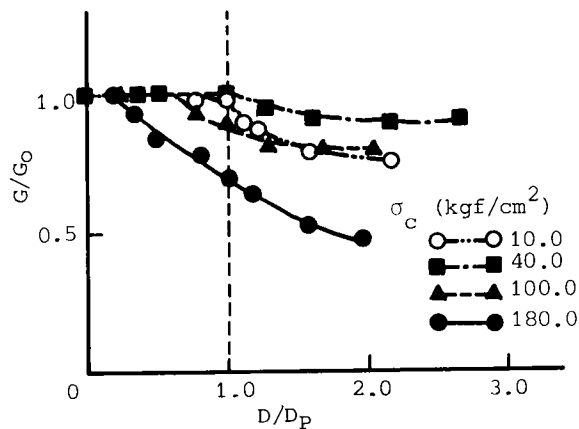


図2-13 せん断の進行に伴うせん断係数の低下

には、せん断初期の段階からせん断係数の低下がみられる。このことは、圧密応力が小さい場合には、最大強度点付近まではせん断係数の低下を引き起こすような内部構造の劣化はほとんど起きていないことを示す。一方、圧密応力が大きい場合には、せん断初期の段階から内部構造の劣化がかなり進むものと考えられる。

材料の応力-ひずみ関係を表わす構成式において、せん断係数 G は最も重要なパラメータの1つである。通常の弾塑性論を用いた理論においては、 G は一定と仮定されておりこの限りにおいては上記のような挙動は説明できない。したがって、せん断係数の変化を支配する因子(筆者としては、平均有効主応力とダイレイタンス)が最も大きな因子である

と考える)を見つけ出し、その変化の様子をモデル化することは重要な課題である。

以上の議論では全エネルギーを弾性エネルギー W_E と非弾性エネルギー W_I に分けて考えたが、これ以後非弾性エネルギーを構成粒子を引き離す仕事に使われるエネルギー W_{cra} と、構成粒子をすべらせる仕事に使われるエネルギー W_{fri} に分けて考える。 W_{cra} はおもに表面エネルギーに変換され、結果として内部ひびわれが形成され、 W_{fri} はおもに液相での粘性摩擦や固相のずれにおいて熱エネルギーに変換され、最終的には系外へ放出されると考えられる。

圧密応力 40kgf/cm^2 の供試体を $q_r/q_p=0.66$ (q_r :繰返し応力振幅、 q_p :最大強度)の条件下10回の繰返しせん断試験を行った。その結果を図2-14に示す。繰返しせん断における非弾性エネルギーは初回が最も大きく、2回目以後は徐々に一定値に落ち着く。このことは、初回の载荷で内部ひびわれが進展し、2回目以後の载荷によるひびわれの増加はほとんどないことを意味する。一定値に落ち着いた非弾性エネルギーの大部分は、液相内での粘性摩擦や固相内でのずれなどに使われ熱エネルギーに変換されたと仮定する。こうすると、初回の載除载荷による非弾性エネルギー W_I は、ひびわれの進展に使われたエネルギー W_{cra} と液相での粘性摩擦などに使われたエネルギー W_{fri} とに分離することが可能である。各サイクルの除荷開始点の間隙水圧を●印で示したが、初回から最後のサイクルまでその値はほぼ一定である。これは、2回目以後の载荷によって供試体内の構造はほとんど変化していない、ダイレイタンスーが新たに起こらないことを意味する。

次に圧密応力の大小によって繰返しせん断時の挙動がどのように異なっているかを考察する。深草粘土($G_s=2.71$ 、 $LL=45.4\%$ 、 $PL=22.4\%$)を試料とし、正規圧密(圧密応力 2.0kgf/cm^2)、過圧密(過圧密比8、圧密応力 0.25kgf/cm^2)の2つの状態で $q_r/q_p=0.6$ の条件下10回の繰返しせん断を行ったときの結果を図2-15に示す。

非弾性エネルギーの減少傾向は船生石の結果とほぼ同様である。また正規圧密粘土と過

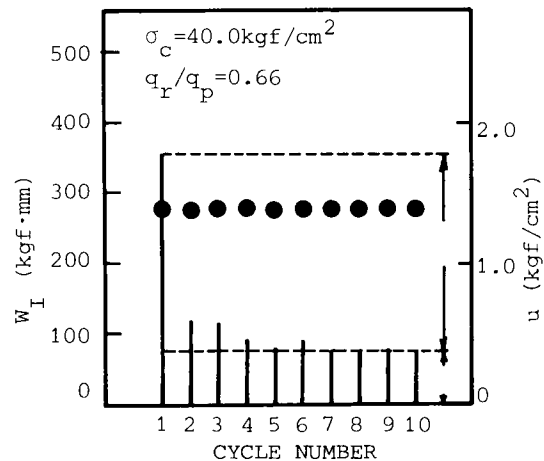


図2-14 非弾性エネルギー(船生石)

圧密粘土の間に明らかな違いはみられない。

間隙水圧挙動に関して、過圧密粘土においては船生石の結果とほぼ同様で同じ考察が成り立つが、正規圧密粘土においては異なった挙動を示す。つまり、間隙水圧は一定ではなく繰り返し回数とともに増加しており、過圧密粘土と同じ応力振幅レベルにおいても内部構造の変化が順次進行していることがわかる。

第4節 結論

堆積軟岩の三軸圧縮下における破壊過程を、まず微視的に観察し、次に平均応力・平均ひずみをそのまま利用する従来の考えから離れてエネルギー変換過程として検討した。その結果得られた知見をまとめると次のとおりである。

(1) 供試体の局所的なひずみ変化を観察した結果、せん断面の形成とともに著しい局所性の現われることがわかった。つまり、通常要素試験の結果整理の際に用いる平均ひずみは、せん断面付近のひずみ（相対的なすべり）を含んだもので、せん断面近傍以外の部分は軟化過程では単に除荷過程となっておりひずみが回復している。

(2) 供試体の局所的な含水比分布を観察した結果、せん断面形成過程においては、間隙水は供試体外周端部分からせん断面付近に向かって移動しており、供試体全体でみた含水量は一定値を保つものの、局所的にみれば真の意味での非排水条件は成り立っていない。

(3) (1)、(2)の結論からわかるように、応力レベルの大小によって要素試験におけ

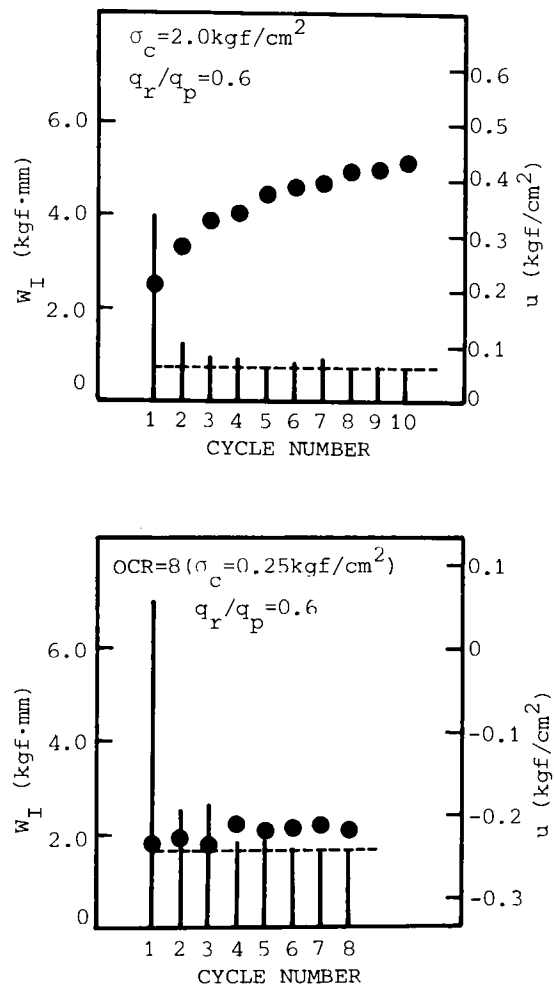


図2-15 非弾性エネルギー（深草粘土）

る平均応力・平均ひずみの概念の妥当性が問題となる。

(4) 堆積軟岩の三軸圧縮下での破壊過程は、供試体内のエネルギーの変換過程を観察することにより把握できる。本研究で用いた圧密応力 180kgf/cm^2 以下の応力レベルでは、最大強度点で供試体に蓄えられた弾性エネルギーは最大値をとり、それ以後の軟化過程では零でないある値に減少収束していく。またこの減少傾向は圧密応力が小さいほど顕著である。さらに非弾性エネルギーはせん断のごく初期から存在しており、純粋な弾性挙動の領域はほとんど存在していない。

(5) 減衰によるエネルギーの消費量は、応力状態が最大強度点以前であろうが以後であろうが関係なく、そのサイクルにおける変位振幅 D の大きさによって一意的に定まる。

(6) せん断の進行に伴って、再載荷時の立ち上がり勾配は徐々に減少していくが、この傾向は応力レベルによってかなり異なる。すなわち、圧密応力が小さい場合には、最大強度点付近まではせん断係数の低下はみられず、軟化領域に至って低下し始める。一方、圧密応力が大きい場合には、せん断初期の段階からせん断係数の低下がみられる。

(7) 応力振幅一定繰り返しせん断における非弾性エネルギーは初回が最も大きく、2回目以後は徐々に一定値に落ち着く。このことは、初回の載荷で内部ひびわれ（クラック）が進展し、2回目以後の載荷によるひびわれの増加はほとんどみられないことを意味する。

参考文献

- 1) 川本眺万・林 正夫：地盤工学における有限要素解析、培風館、1978。
- 2) Prevost, J.H. : Soil Stress-Strain-Strength Models Based on Plasticity Theory, Ph.D. Thesis, Stanford Univ., 1974.
- 3) Dragon, A. and Z. Mroz : A Model for Plastic Creep of Rock- Like Materials Accounting for the Kinetics of Fracture, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.16, 1979.
- 4) Duncan, J.M. and C.Y.Chang : Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, J. SM & F Division, ASCE, 96, SM5, 1970.
- 5) Valanis, K.C. : A Theory of Viscoplasticity without a Yield Surface, Achieves of Mechanics, Vol.23, No.4, 1971.
- 6) Bazant, Z.P. and C.L. Shieh : Endochronic Model for Nonlinear Triaxial Behavior of Concrete, Nuclear Engineering and Design, 47, 1978.
- 7) Byerlee, J.D. and D. Lockner : Acoustic Emission during Fluid Injection into Rock, Proc. 1st Conf. AE, Trans. Tech. Pub., 1977.

- 8) たとえば、小寺良一：講座フラクトグラフィ（破面解析）、材料、Vol.23, No.238, 1974.
- 9) Anderson, O.L. and P.C. Grew : Stress Corrosion Theory of Crack Propagation with Applications to Geophysics, Review of Geophysics and Space Physics, Vol.15, No.1, 1977.
- 10) たとえば、山川宏二：討論「応力腐食割れと腐食疲労」、材料、Vol.23, No.254, 1974.
- 11) Spooner, D.C. and J.W. Dougill : A Quantitative Assessment of Damage Sustained in Concrete During Compressive Loading, Mag. Conc. Res., Vol.27, No.92, Sept., 1975.
- 12) Spooner, D.C., C.D. Romeroy and J.W. Dougill : Damage and Energy Dissipation in Cement Pastes in Compression, Mag. Conc. Res., Vol.28, No.94, March, 1976.
- 13) 岡田 清ら：含水量の異なるコンクリートの圧縮過程に関するエネルギー的考察、土木学会論文報告集、No.248, 1976
- 14) 岡田 清ら：コンクリートの曲げ引張破壊過程に関するエネルギー的考察、土木学会論文報告集、No.285, 1979.
- 15) Rice, J.R. : On the Stability of Dilatant Hardening for Saturated Rock Masses, J. Geophysical Res., Vol.80, No.11, 1975.
- 16) 仲野良紀：軟岩をめぐる諸問題－泥岩の力学特性、土と基礎、Vol.28, No.7, 1980
- 17) Rice, J.R. and D.A. Simons : The Stabilization of Spreading Shear Faults by Coupled Deformation-Diffusion Effects in Fluid-Infiltrated Porous Materials, J. Geophysical Res., Vol.81, No.29, 1976.
- 18) Scholz, C.H. : Experimental Study of the Fracturing Process in Brittle Rock, J. Geophysical Res., Vol.73, No.4, 1968
- 19) 大西有三・李 徳河・坂本隆洋：横ひずみ制御による多段階試験法について、第15回土質工学研究発表会講演概要集、pp.1421-1424, 1980.

第3章 粘土シームの岩盤の力学挙動に 及ぼす影響に関する研究

第1節 序論

岩盤は岩石や岩塊が節理、層理等の地質分離面（不連続面）を境いに接している集合体であり、岩盤の力学挙動を知るには不連続面の影響を把握する必要がある。岩盤に内在する不連続面の影響に関しては、これまで数多くの研究がなされている。足立らは軟岩を用いた実験を行うことによって、岩盤の強度は不連続面の特性により岩盤の最大強度と残留強度の範囲内にあることと等^{1),2)}を明らかにしてきた。

ところで、不連続面には自然風化による軟化層、造山作用による断層破碎物あるいは斜面の初期すべりによって生成されたすべり粘土等の薄層（シーム）で充填されているものがある。このようなシームは岩盤の挙動に大きな影響を与え、岩盤強度の支配的要因となることが多い。

薄層の力学特性を把握する目的で行なわれたものとしては、Kutter・Rautenberg³⁾の研究がある。彼らは、砂、粘土および砂と粘土の混合物を砂岩の間にはさんだ供試体を作成し、室内排水直接せん断試験を行い、その残留強度について詳しく調べた。その結果、シームの厚さが厚い程、せん断強度は低下して、その下限値はシーム材料自体の強度となることを結論づけている。この研究は排水条件下で行われているものの、せん断速度によってはシーム内に間隙水圧が残留するため、必ずしも結果を有効応力で統一的に解釈できない。

本研究は、あらかじめ切断面を与えた軟岩（大谷石）に沖積粘土をはさんだ人工的な粘土シームをもつ供

表3-1 実験材料の物理諸量

(a) 大谷石

void ratio	e	0.72
porosity	n	42.0%
wet density	γ_t	1.86g/cm ³
dry density	γ_d	1.44g/cm ³
specific gravity	G_s	2.48

(b) 沖積粘土

fraction of silt		37%
fraction of clay		63%
liquid limit	L.L.	100.5%
plastic limit	P.L.	37.2%
plasticity index	P.I.	63.3%
specific gravity	G_s	2.67

試体で、粘土シームを有する岩盤をモデル化し、有効応力で検討できるよう間隙水压の測定を伴う非排水三軸圧縮試験を行った。そして、粘土シームの厚さ、主応力面とシーム面との成す角度、せん断速度、拘束圧及びシーム粘土の過圧密比が岩盤の力学挙動に及ぼす影響を実験的に考察した。

第2節 実験試料および実験方法

実験試料として、岩石試料には従来の研究^{1), 4)-6)}によって特性が明らかにされている第三紀堆積の凝灰岩（大谷石）を、粘土シームには大阪南港の不攪乱沖積粘土を用いた。これらの物理諸量を表3-1に示してある。なお供試体作成時の沖積粘土の含水比は53～63%であった。

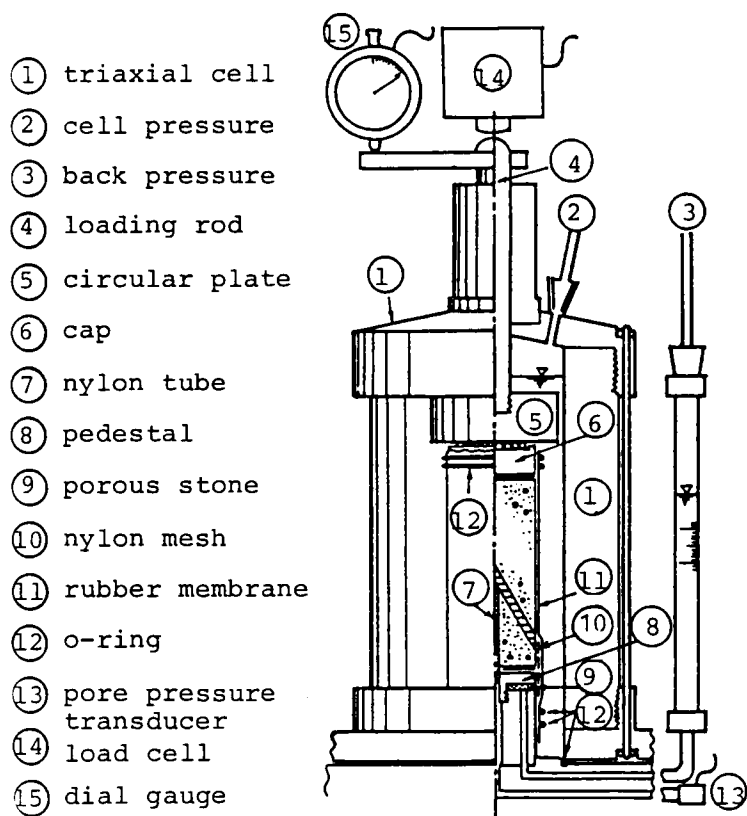


図3-1 三軸圧縮試験装置

供試体はあらかじめ切断面を与えた直径 5cm、高さ10cmの円柱形大谷石に所定の厚さにスライスした沖積粘土をはさんで円柱形に整形したものである。大谷石の切断にはダイヤモンドカッターを用い、切断面と軸荷重作用面とのなす角度（以後切断角と呼ぶ）を 45° 、 60° の2種類とした。沖積粘土はワイヤーソーを用いて、5、3、1mmの厚さにスライスしたが、その精度はそれぞれ、 $5.2 \pm 0.1\text{mm}$ 、 $3.2 \pm 0.1\text{mm}$ 、 $1.2 \pm 0.1\text{mm}$ 程度であった。粘土シームの厚さが極めて薄い供試体は練り返した沖積粘土を大谷石切断面にへらで塗りつけて準備した。

実験装置は図3-1に示すとおりである。三軸セルは側圧容量 30kgf/cm^2 の亚克力製で、 10kgf/cm^2 以下の側圧及びバックプレッシャーは空気圧を水圧に変換して与え、 10kgf/cm^2 以上の側圧は油圧を水圧に変換して与えた。また、載荷軸下端に直径 7.5cmの剛な円板を取りつけるとともにキャップ上面にボールベアリングを配置し、試験過程で粘土シームに沿うすべり変形が増大しても軸荷重の偏心による上部大谷石の回転が生じない機構となっている。

圧密、せん断過程で生じる粘土シーム内の間隙水圧は下部供試体の中心に直径 3mmの孔をあけ、シガレットフィルターを充填したナイロンチューブを差し込んで粘土シームとベDESTAL間を連結することで測定した。なお、間隙水圧の測定径路は圧密時の排水径路と分離されている。試験中、軸荷重はロードセルで、間隙水圧は間隙水圧計で、また軸変位量はダイヤルゲージでそれぞれ計測した。

行った実験の種類は表3-2に示すとおりである。すなわち、粘土シームの厚さを $t = 5、3、1\text{mm}$ 及び極薄 (0.1mm 以下) の4種、大谷石の切断角を $\alpha = 45^{\circ}、60^{\circ}$ の2種、軸変位速度（以後せん断速度と呼ぶ）を $\dot{s} = 0.95、0.095、0.0099、0.0014\text{mm/min}$ （同一寸法供試体の軸ひずみ速度に換算するとそれぞれ $\dot{\epsilon} = 1、0.1、0.01、0.001\%/min.$ に対応）の4種、初期有効側圧を 1、2、3、5、10、 20kgf/cm^2 （以後CU-…と表わす）の6種を実験パラメータとした。CU-1を除いてシーム粘土は正規圧密状態であったが、シーム粘土が過圧密状態にある場合を想定して $t=5\text{mm}$ のCU-0.5，2においてシーム粘土の過圧密比を 2、5、10と変化させた実験も行った。さらに比較のため、粘土シームをもたず岩と岩が切断面で直接接しているものの非排水三軸圧縮試験及びシーム粘土そのものを用いた多段階非排水三軸圧縮試験も行った。なお、実験に供した供試体の本数は表3-2に示すいずれの場合とも各1本である。

変形特性を議論する上で、ひずみという力学量は欠くことのできないものである。しかし、本供試体は軟岩と粘土が互層をなすモデルであり、要素とは考えられないから、軸変位からひずみをいかに見積るかが問題である。本実験においては、いずれもシームに沿う

表 3-2 実験条件

displacement rate \dot{s} (mm/min.)	degree of pre-cut plane α (deg.)	thickness of clayey seam t (mm)	confining press. P_0 (kgf/cm ²)	OCR
0.95	60	5	1, 3, 10, 20	1
0.095	60	5	1, 2, 3, 5, 10, 20	1
		3	1, 3, 10, 20	1
		1	1, 3, 10, 20	1
		very thin	1, 3, 10, 20	1
		non	1, 2, 3, 5, 10, 20	1
0.095	45	5	1, 2, 3, 5, 10, 20	1
0.095	60	5	0.5 2	1, 5, 10 2, 5, 10
0.0099	60	5	10	1
0.0014	60	5	10	1
0.095	(alluvial clay)		1 → 5 → 10 → 20 (multiple stage triaxial test)	1

すべり破壊となったので、すべり面に沿うせん断変位をもって変形特性を考察することにした。軸変位はシーム粘土の圧縮変形及びその絞り出しによるシーム厚の減少とすべり面に沿うせん断変位の和として測定され则认为られる。柴田・星野⁷⁾は粘土の三軸スライスせん断試験において、圧縮変形と絞り出しが生ずることを確認しているが、同時にそれは無視できる程度の量であると述べている。本研究においても、これらによる層厚の減少を無視し、軸変位 s はせん断変位 d のみによるとして整理した(図3-2)。また応力はすべり面における有効応力 σ_n とせん断応力 τ で整理した。供試体の断面補正には堀⁸⁾の方法を用い、有効断面積 A_e は図3-2に示す幾何学的関係から次式により算定した。

$$A_e = D^2/4 \times (\theta - \sin \theta)$$

ここに、

$$\theta = 2\cos^{-1}(s/D \tan \alpha)$$

せん断変位が大きくなると、測定される軸荷重にはゴム膜のせん断抵抗が付加される。このゴム膜のせん断抵抗の補正に関してはいくつかの研究^{8), 9)}があるものの、いずれもすべり面に沿う方向の抵抗のみを考慮しているだけで、すべり面に直交する方向に働くゴム膜の緊張力、すなわち σ_n' の増分を考えていない。従って、本研究ではせん断変位が大きくなってゴム膜の緊張力が無視できない値となる $d > 10\text{mm}$ の範囲については考察の対象としないことにした。

第3節 実験結果と考察

実験におけるパラメータは、前述のように粘土シームの厚さ、切断面と主応力面の成す角度、せん断速度及び粘土シームの過圧密比である。以下順次それぞれの影響について考察することにする。

3-1 粘土シームの厚さの影響

図3-3は粘土シームの厚さの影響を $\tau \sim \sigma_n'$ 平面での有効応力径路について比較したものである。厚さ $t = 1, 3, 5\text{mm}$ の場合は正規圧密粘土の非排水有効応力径路に、極薄の場合は大谷石のみの場合の応力径路に類似であり、シームの厚さによって発生する間隙水圧、すなわち、せん断特性に差異のあることがわかる。図3-4は間隙水圧とせん断変位との関係を示している。この図から、シームが薄い程生じる間隙水圧は小さい値となることが認められる。図3-5は粘土シームをもたない切断角 60° の不連続面のみをもつ大谷石とシーム材に用いた沖積粘土供試体の軸差応力の増加に伴う間隙水圧の発生過程を初期側圧 P_0 で規準化して表わしたものである。すなわち、本研究に用いた供試体は大谷石と粘土の互層であるから、せん断過程に生じる間隙水圧は粘土シーム内で大きく、大谷石内で小さな不等分布となり、非排水試験といえども供試体内部でシームから岩部への水の移動が生じていると考えられる。従って、シーム厚が薄い程排水距離が短く、岩部への排水が速いため発生する間隙水圧は当然小さな値となる。

次に、破壊時の応力比 (τ / σ_n') max に及ぼすシーム厚の影響を検討する。図3

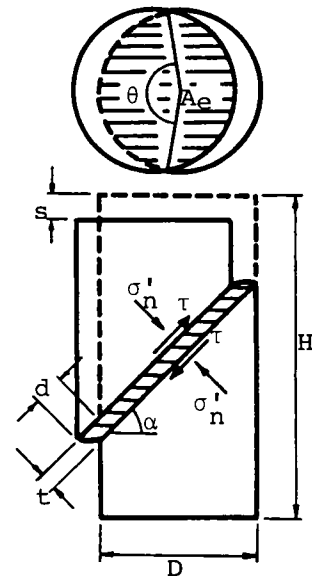


図3-2 供試体の有効断面積

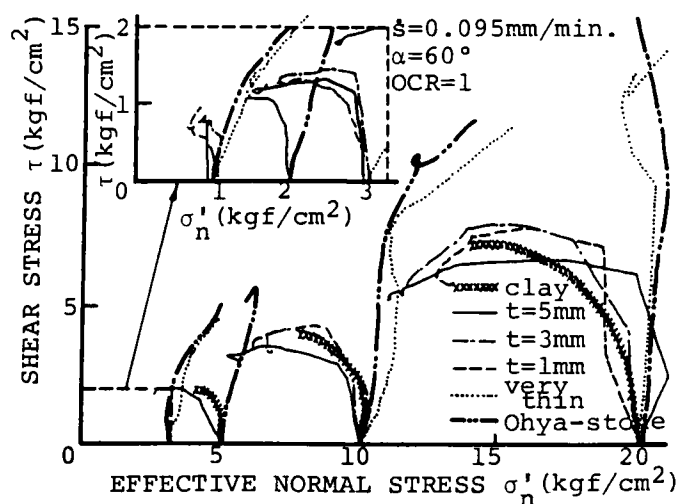


図 3-3 有効応力径路（粘土シームの厚さの影響）

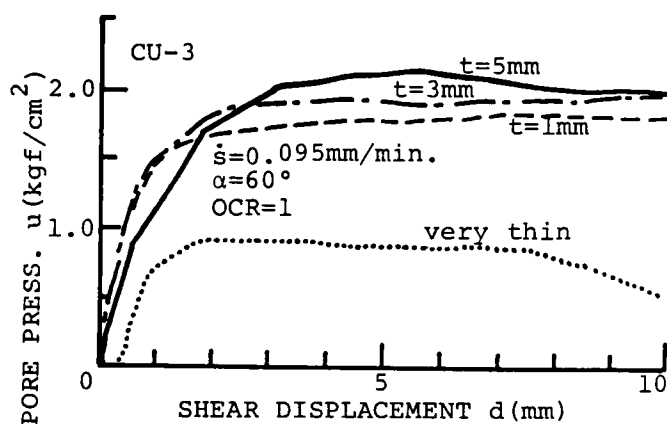


図 3-4 間隙水圧とせん断変位の関係
（粘土シームの厚さの影響）

－6は応力比が最大となるときの（応力比が明確なピークを示さない場合は有効応力径路における折れ曲がり点）のせん断応力 τ と有効垂直応力 σ'_n の関係を示したものである。なお、図中の一点鎖線は粘土シームをもたない岩と岩が直接接触している場合の摩擦強度

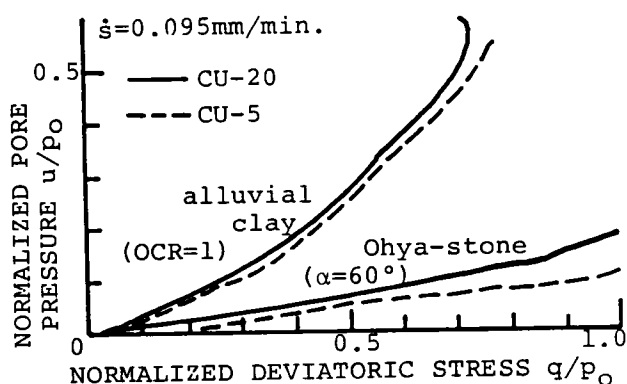


図3-5 大谷石と沖積粘土における間隙水圧と偏差応力の関係

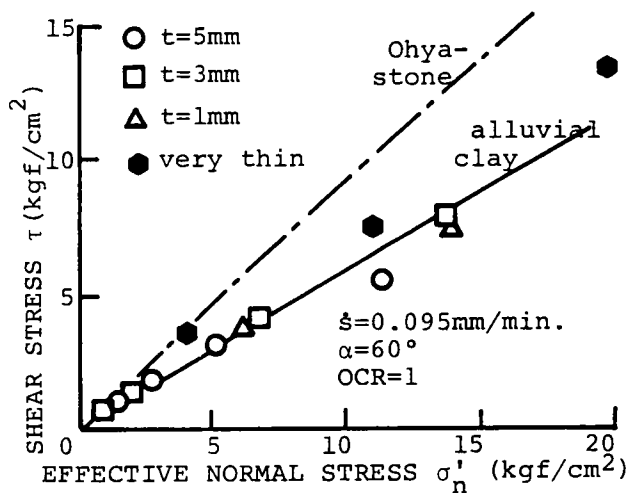


図3-6 破壊規準（粘土シームの厚さの影響）

を、実線はシーム粘土自体のせん断強度をそれぞれ示している。図3-6で明らかなように、シーム厚さ $t=1, 3, 5\text{mm}$ では強度の間に顕著な差がみられず、岩の摩擦強度から大きく低下し、シーム粘土自体のせん断強度とほぼ等しい値を示す。一方、極薄の場合には、低拘束圧下で岩の摩擦強度、高拘束圧下で粘土の強度に近い、両者の中間的強度を

呈している。すなわち、強度は粘土シームの厚さが1mm 以上では差がなくシーム粘土の強度に等しく、厚さが1mm 以下のある厚さで強度特性の変化する境界があるものと考えられる。

3-2 切断面の角度の影響

図3-7はせん断速度0.095mm/min.、粘土シームの厚さ5mm の場合で、切断面の角度が60°と45°の有効応力径路の相違を示したものであって、図中の丸印は応力比 (τ/σ_n') が最大となる点を表わしている。これより、破壊時の応力比には切断面の角度の相違による有意な差は認められない。

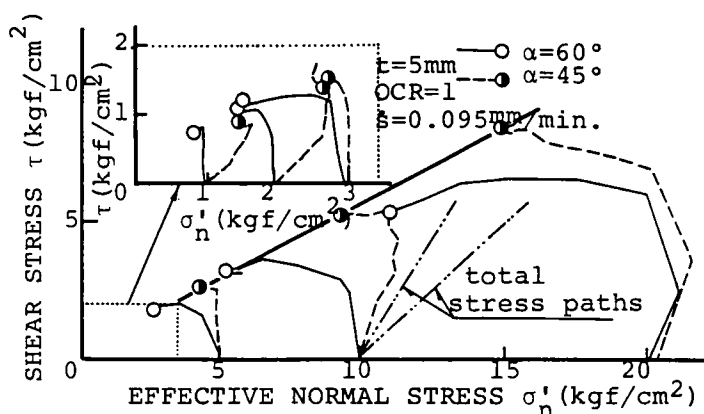


図3-7 有効応力径路（切断面の角度の影響）

また、間隙水圧は全応力径路からの横距で与えられるが、この過程の変化を図3-8に示してある。ある程度のばらつきはあるが、切断面の角度の違いによる差異は認められない。

3-3 せん断速度の影響

切断面の角度60°で、粘土シームの厚さが5mm の場合のせん断速度の異なる有効応力径路を図3-9に示している。図において、破壊時の応力比 (τ/σ_n') にはせん断速

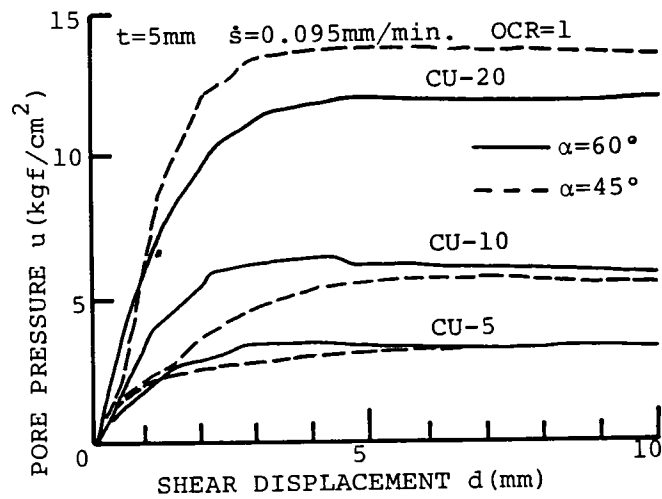


図3-8 間隙水圧とせん断変位の関係
(切断面の角度の影響)

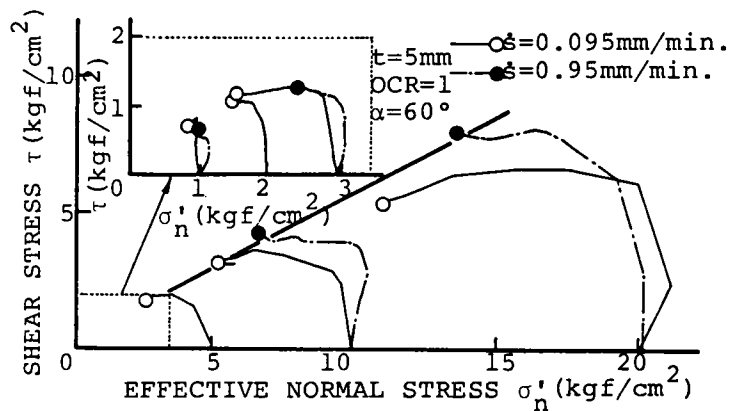


図3-9 有効応力径路 (せん断速度の影響)

度は有意の影響を及ぼさないことが明らかである。

より詳しくせん断速度の影響を調べるために、ほぼ4オーダーのせん断速度の範囲で実験を行った。

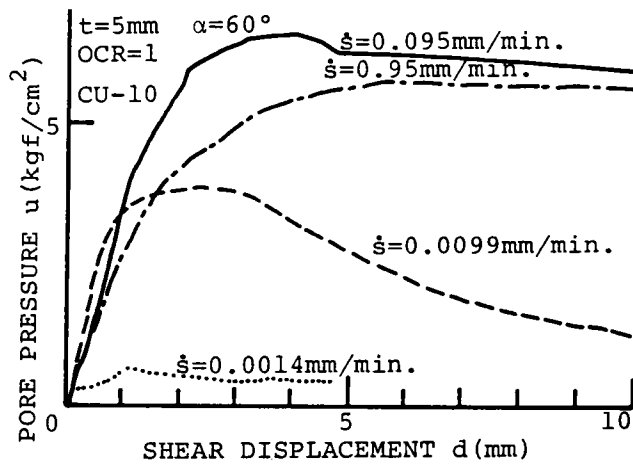


図 3 - 1 0 間隙水圧とせん断変位の関係
(せん断速度の影響)

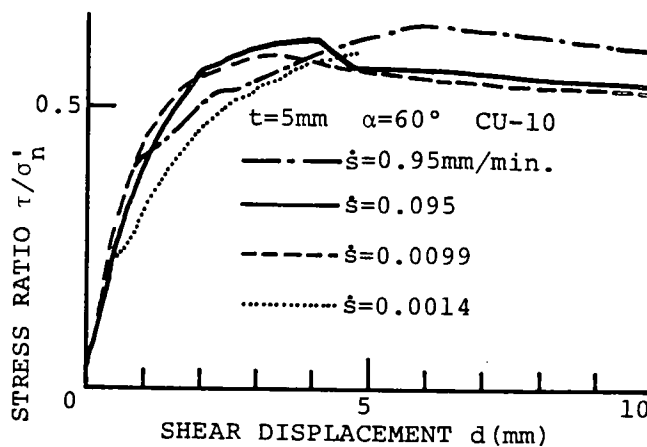


図 3 - 1 1 応力比とせん断変位の関係
(せん断速度の影響)

図 3 - 1 0 は間隙水圧とせん断変位の関係であって、速度が遅くなると ($\dot{s} \leq 0.0099$)、粘土シームから岩質部への排水によって発生間隙水圧の値は小さくなる。

図 3 - 1 1 は応力比 (τ / σ'_n) とせん断変位の関係を示すが、せん断速度の違い

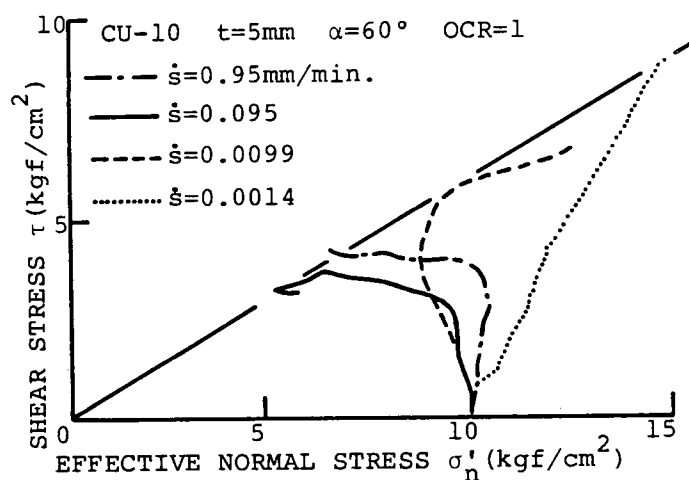


図 3 - 1 2 有効応力径路と破壊規準
(せん断速度の影響)

により、破壊時の応力比に有意の差がないことは先に述べたとおりである。これは図 3 - 1 2 に与えた有効応力径路においても明らかであり、4 オーダーのせん断速度の範囲においても破壊時の (τ / σ'_n) - 線は何ら変わらないことがわかる。

3-4 粘土シームの過圧密比の影響

粘土シームはかならずしも正規圧密状態にはない。そこで側圧 2 kgf/cm^2 で過圧密比 $OCR=1$ 、 2 、 5 、 10 に対して実験を行った。図 3 - 1 3 には有効応力径路を、図 3 - 1 4 には間隙水圧とせん断変位、図 3 - 1 5 には応力比とせん断変位の関係をそれぞれ与えている。

図 3 - 1 3 の図中の丸印は応力比が最大となる点であって、いずれの過圧密比においてもほぼ同一の応力比線上にあることがわかる。また、間隙水圧の発生量は、粘土シームの過圧密比が大きいほど小さく、 $OCR=10$ では負圧となり、過圧密粘土のダイレイタンス特性そのものが反映していると考えられる。

図 3 - 1 5 において、正規圧密 ($OCR=1$) の場合、応力比は最大値に達した後もほ

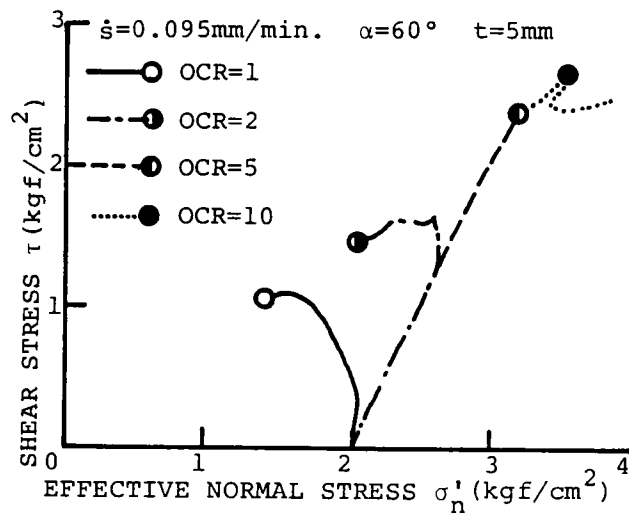


図 3 - 1 3 有効応力経路（粘土シームの過圧密比の影響）

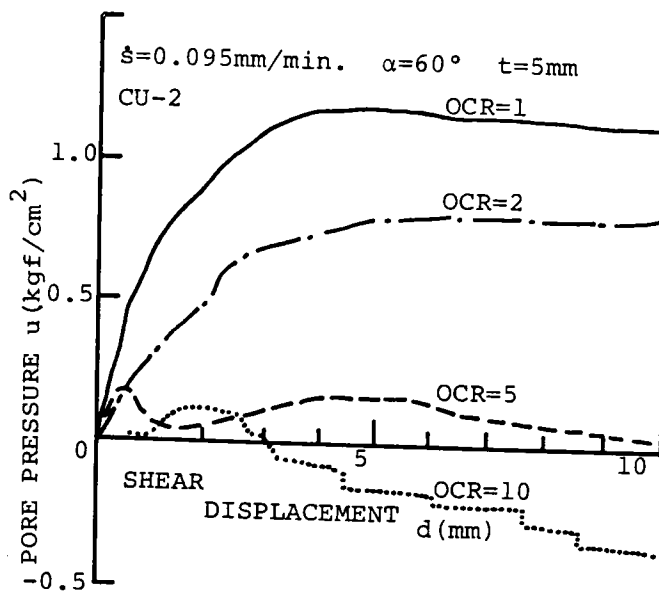


図 3 - 1 4 間隙水圧とせん断変位の関係
（粘土シームの過圧密比の影響）

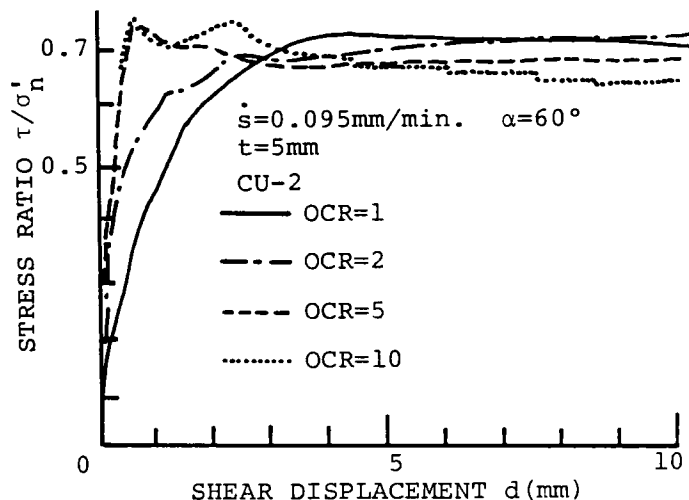


図3-15 応力比とせん断変位の関係
(粘土シームの過圧密比の影響)

ばその値に停留しているが、過圧密の場合最大強度に達した後応力比は減少して残留強度状態に至る傾向を示している。また、初期の立ち上がりの勾配からみて、過圧密比の大きいほどその勾配は大きく剛性は大きいことは明らかである。

第4節 結論

不連続面に粘土シームをもつ岩盤の力学特性に関する基礎資料を求めるため、モデル化した供試体を用いた非排水三軸圧縮試験を行い、粘土シームの厚さ、主応力作用面と弱面の成す角度、せん断速度及び粘土シームの過圧密比のその力学特性に及ぼす影響について考察した。その結果得られた知見をまとめると以下のようである。

(1) 岩盤が不連続面に粘土シームをもつとき、その面に沿うせん断強度はシームの厚さがわずか 1mmであっても、シーム粘土のせん断強度に支配される。

(2) シーム面に沿うせん断強度は発生する間隙水圧によって変化するが、間隙水圧は同一拘束圧下であっても粘土シームの厚さが厚いほど(粘土シームから岩質部への透水性が低いほど)、粘土シームが正規圧密状態に近いほど大きく、したがってそのときのせん断強度は小さな値となる。このように、岩質部と粘土シームの間の水のやりとりという意味での寸法効果がある。

(3) 破壊時の最大応力比 (τ/σ_n) は粘土シームの厚さ (1mm以上)、シーム面の主応力面と成す角度、せん断速度にかかわらず一定値となる。

(4) 完全なすべり破壊となる以前の粘土シームのせん断変位、すなわち粘土シームをはさむ岩と岩の相対変位は粘土シームが厚いほど、またシーム粘土が正規圧密に近いほど大きくなり、したがって変形剛性は小さくなる。

上記のことから、不連続面に粘土シームをもつ岩盤の力学挙動を予測するには、シーム粘土のせん断特性と透水性に加え岩石及び岩盤の透水性を把握する必要がある。また、シーム粘土の力学特性は、不攪乱試料の採取が困難な場合には試料を練り返し、再成試料について実験することである程度の推定は可能であろう。

参考文献

- 1) 足立紀尚・林 正之：軟岩の力学特性に及ぼす不連続面の影響、土木学会論文報告集、No.305, pp.97-110, 1981.
- 2) 足立紀尚・森田栄治：不連続面を有する軟岩の力学挙動と破壊規準、土木学会論文報告集、No.320, pp.99-111, 1982.
- 3) Kutter, H.K. and Rautenberg, A. : The residual strength of filled joints in rock, Proc. Int. Cong. Rock Mech., Montreux, Vol.1, pp.221-227, 1979.
- 4) 赤井浩一・足立紀尚・西 好一：堆積軟岩（多孔質凝灰岩）の弾塑性挙動、土木学会論文報告集、No.271, pp.83-95, 1978.
- 5) 赤井浩一・足立紀尚・西 好一：堆積軟岩（多孔質凝灰岩）の時間依存性と構成式、土木学会論文報告集、No.282, pp.75-87, 1979
- 6) 足立紀尚・小川豊和：堆積軟岩の力学特性と破壊規準、土木学会論文報告集、No.295, pp.51-63, 1980.
- 7) 柴田 徹・星野 満：粘土の三軸スライスせん断試験について、土と基礎、第 119号、pp.3-9, 1968.
- 8) 堀 正幸：三軸試験結果に及ぼす面積及びメンブレン補正について、土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集、Ⅲ-15, 1978.
- 9) Chadler, R.J. : The measurement of residual strength in triaxial compression, Geotechnique, Vol.16, pp.181-186, 1966.

第4章 三軸応力条件下における 凍結砂の力学特性

第1節 序論

近年、地盤を人工的に凍結させて掘削を行う地盤凍結工法が脚光をあびている¹⁾。地下鉄、上下水道、ガスおよび電力用トンネルなどで数多く施工されている地盤凍結工法は、特に軟弱地盤に有効で、凍結土のもつ優れた遮水性、耐力性を利用して、掘削の際、凍結土を一時的に遮水壁、耐力壁として活用する補助工法である。この工法は、その確実性、低公害性さらには施工技術の発達により、近年需要が増加しているが、いくつかの問題点も含んである。つまり、凍結融解に伴う既設構造物への影響、地下水流への影響および凍結土壁の耐力強度問題などである。このうち、凍結土壁の耐力強度問題は、直接凍結土の強度と関係し、そのため凍結土の変形・強度特性を解明することが急務となっている。

凍結土の強度の温度依存性については、一軸圧縮強度を中心に日本においてもかなりの数の研究が行われ、凍結土の強度は温度低下とともに増加することがわかっている²⁾⁻⁴⁾。

凍結土の強度の拘束圧依存性については、日本における研究事例は少なく、広範囲の拘束圧下における研究は筆者らの報告によるものだけである¹⁰⁾。一方、国外に目を転じると、1970年代よりオタワ砂を中心に凍結土の三軸圧縮試験が行われている。その事例を、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ の強度定数を中心にまとめたものが表4-1である⁵⁾⁻⁹⁾。

表4-1 凍結したオタワ砂の c と ϕ

Reference	c (MPa)	ϕ (deg.)	Grain Size (mm)	Temp. (°C)	σ_3 max (MPa)
Andersland and Alnouri ⁵⁾ (1970)	3.1	25.1		-12.0	0.7
Chamberlain and others ⁶⁾ (1972)	6.9	19.3	0.074-0.149	-10.0	35.0
Alkire and Andersland ⁷⁾ (1973)	2.5	31.4	0.59-0.84	-12.0	7.0
Saylies ⁸⁾ (1974)	2.0	30.0	0.59-0.84	-3.85	8.2
Parameswaren and Jones ⁹⁾ (1981)	7.0	12.4	0.2-0.6	-10.0	32.0

研究者によって実験条件が異なるのでばらつきは大きい。拘束圧が小さい範囲では ϕ は大きく、拘束圧が大きくと ϕ が小さくなる傾向のあることがわかる。また、凍結していないオタワ砂の内部摩擦角は37℃前後といわれており、ここに引用したすべての値はこれを下回っていることから、砂は凍結すると拘束圧依存性が小さくなることがわかる。またす

すべての引用文献の結果より、拘束圧が増加すると強度が増加することがわかった。これらの結果は筆者らの行った先の報告¹⁰⁾と同様のものである。

凍結土の強度のひずみ速度依存性（時間依存性）についても、一軸圧縮強度に対する研究がほとんどで^{3), 11), 12)}三軸応力条件下における凍結土の時間依存性に対する研究は国外において数例⁹⁾見られるだけである。これらの一連の研究より、ひずみ速度の増加により強度も増加することがわかっている。

また凍結土の体積変化挙動については、その力学機構に対する重要性にもかかわらず、体積変化測定手法の難しさより、研究事例はほとんどなく、わずかに Chamberlain⁶⁾と Alkire⁷⁾の研究があるだけである。しかし、Chamberlainらの行った体積変化測定は、せん断中に三軸セル内に入り出る側液の量を測るという間接的手法であり正確さに欠ける面がある。またAlkireらの手法は、せん断前とせん断後の体積の差を測定することによって体積変化特性を検討しようとするもので、せん断中の体積変化挙動については何ら言及できない。これらの事実より、凍結土の弾性定数（例えば、ヤング率Eとポアソン比 ν ）を明示している研究はいまだ存在していない。

このような研究の現状において、本研究では、特に三軸応力条件下における凍結砂の時間依存性と体積変化特性に焦点を絞って実験を行った。実験においては、新たに開発した側方変位計を用いてせん断中の凍結砂の体積を直接測定した。そして、その結果をもとに、

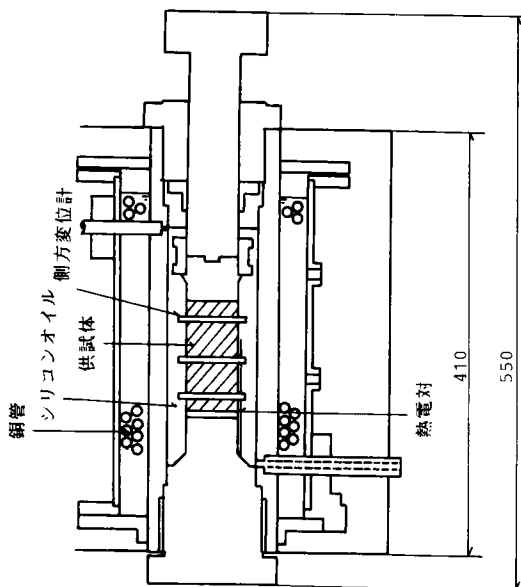


図4-1 低温用高圧三軸圧縮試験装置

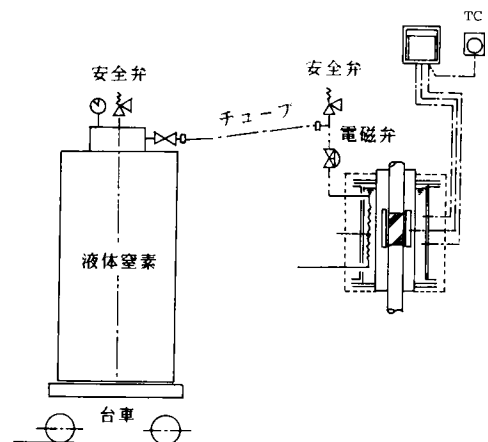


図4-2 冷却装置の流れ図および温度制御機構

凍結砂の弾性係数を示すとともに、未凍結砂の強度特性との比較を詳細に検討した。

第2節 実験方法

実験装置を図4-1、2に示す。図4-1は、低温用高圧三軸圧縮試験装置で、側圧200kgf/cm²までの圧力に耐えうるように設計されている。下加圧盤兼底盤は、ねじ込み型式となっている。側液には水の代わりに、超低温用シリコンオイル（凝固点-100℃）を使用している。

三軸室の周囲には、三軸室を冷却し、保温するための低温液槽が備えつけられている。三軸室の冷却は、液体窒素（約-190℃）を三軸室外側のメタノール液槽内の銅管の中を循環させることによって行い、メタノール液、シリコンオイルそして供試体と順次冷却していく。また、メタノール液槽の外側には、外気との熱の出入りを極力妨げるために断熱材が取り付けられている。

供試体の温度測定は、供試体側面に設置された3個の熱電対を用いて行っている。熱電対はそれぞれの実験の際、供試体にゴムスリーブをかぶせたのち、その側面に輪ゴムで固定し、できるだけ供試体中心に近い温度を測定するよう心がけている。

また、せん断中の供試体の体積変化を測定するため、供試体の上・中・下の3ヶ所にリング型の変位計を取りつけ、側方変位を測定した。

冷却装置の流れ図および温度制御機構を示したものが図4-2である。温度指示は、三軸室外側のメタノール液槽に取りつけてある温度センサーにより行い、温度指示調節器（TC：Temperature Controller）に所定の温度をインプットしておけば、電磁弁の開閉により液体窒素の流入が調節され、メタノール液槽がほぼ一定の温度に保持される。

実験に用いた試料は豊浦標準砂で、密詰め砂（ $e \approx 0.650$ ）とゆる詰め砂（ $e \approx 0.925$ ）の2種類について実験を行った。供試体は、直径5cm、高さ10cmの円柱形で、その作製は2つ割れモールドを用いた。モールド内で所定の空隙比となった供試体は、-22℃の冷凍庫内で24時間以上放置され所定の大きさに整形された。

下加圧盤兼底盤は供試体をセットしたのち下方より三軸室にねじ込み、ピストンを上から挿入し、あらかじめ冷却しておいた側液用のシリコンオイルをセル内に満たす。その後、温度指示調節器を所定の温度にセットし、液体窒素ポンベの液取出弁を開け冷却を開始する。

冷却を開始してから、供試体側面の温度が所定の温度になるまで約1時間要する。さらに、所定の温度となり、温度が一定になっても、せん断を開始するまで20分以上放置した。これは、供試体中心部と側面の温度が一致するまでの時間を考慮したためである。

本研究で行った三軸圧縮試験はすべてひずみ制御である。密詰め砂、ゆる詰め砂のそれぞれに対して、表4-2に示すように、温度、側圧、ひずみ速度をパラメータにとり、計72種類の実験を行った。

表4-2 実験条件

temperature θ ($^{\circ}\text{C}$)	-2 , -10 , -30 , -50
confining pressure σ_3 (kgf/cm^2)	0 , 50 , 100
strain rate $\dot{\epsilon}_1$ (%/min.)	0.027 , 0.29 , 2.7

軸荷重の測定は、容量10tonfのロードセルによって行い、軸変位は最小目盛0.01mmのダイヤルゲージを使用し、ともにX-Yレコーダーに記録した。

第3節 実験結果と考察

実験結果を表4-3(a),(b)に示す。(a)は密詰め砂、(b)はゆる詰め砂に対する実験結果である。表中の q_{\max} は最大軸差応力を示し、 η_{\max} はその時の応力比を与えている。またせん断後の供試体観察より、供試体の破壊形態を以下に示す4種類に分類した。

- A：延性破壊、たる状に変形し、せん断面は見られない。
- B：延性的破壊、たる状に変形し、網目状のせん断面が生じる。
- C：脆性的破壊、網目状のせん断面とたてのひび割れが生じる。
- D：脆性破壊、たて割れ破壊。

3-1 応力～ひずみ関係

三軸圧縮試験より求めた応力～ひずみ関係を図4-3～図4-5に示す。図4-3、図4-4は密詰め砂に対するもので、ひずみ速度がそれぞれ $\dot{\epsilon}_1 = 0.027, 2.7\%/min.$ である。一方図4-5はゆる詰め砂に対するものでひずみ速度は $\dot{\epsilon}_1 = 0.027\%/min.$ である。それぞれの図とも、側圧の値により(a),(b),(c)に分けてある。各図には、軸差応力 $\sigma_1 - \sigma_3$ と偏差ひずみ $e_1 (= \epsilon_1 - v/3)$ 、および体積ひずみ v と偏差ひずみ e_1 の関係が示されている。

図4-3、図4-4に示した密詰め砂の応力～ひずみ関係より以下の知見が得られる。

- 1) 温度の低下にともない最大強度は増加する。
- 2) 拘束圧が作用すると、最大強度および残留強度ともに増加する。
- 3) ひずみ速度が大きくなると最大強度は大きくなる。

表4-3 実験結果 (a) 密詰め砂について

$\dot{\epsilon}$ (%/min.)	σ_{32} (kgf/cm ²)	θ (°C)	void ratio	q_{max2} (kgf/cm ²)	ϵ at q_{max} (%)	v at q_{max} (%)	σ_m at q_{max} (kgf/cm ²)	η_{max}	failure mode
0.027	0	-2	0.644	63.5	4.89	-0.38	21.2	3.00	A
		-11	0.648	120.7	7.22	-1.00	40.2	3.00	A
		-32	0.659	233.5	4.76	0.12	77.8	3.00	A
		-49	0.652	256.9	0.91	0.44	85.6	3.00	D
	50	-2	0.632	123.9	9.54	-0.11	91.3	1.36	A
		-10	0.641	159.2	7.73	-1.81	103.1	1.55	A
		-31	0.653	287.9	5.84	-1.25	146.0	1.97	A
		-51	0.643	381.5	4.39	-1.12	177.2	2.15	A
	100	-2	0.637	123.2	9.54	0.249	141.1	0.87	A
		-10	0.637	178.6	7.38	-0.95	159.5	1.12	A
		-30	0.647	297.1	9.10	-1.06	199.0	1.49	A
		-52	0.645	405.1	7.25	-1.52	235.0	1.72	A
0.29	0	-2	0.631	78.1	5.47	-0.49	26.0	3.00	B
		-9	0.648	146.2	4.14	-0.20	48.7	3.00	A
		-32	0.661	240.2	4.34	-0.91	80.1	3.00	D
		-50	0.654	361.8	1.07	-0.96	120.6	3.00	D
	50	-2	0.635	140.6	11.21	-1.54	96.9	1.45	A
		-12.5	0.655	209.2	5.22	-0.34	119.7	1.75	A
		-31	0.654	312.3	5.17	-0.67	154.1	2.03	A
		-51.5	0.654	455.7	0.98	0.27	201.9	2.26	B
	100	-2	0.647	170.1	10.13	-0.34	156.7	1.09	B
		-9.5	0.656	211.4	11.80	-1.71	170.5	1.24	A
		-28	0.656	324.5	8.49	-1.33	208.2	1.56	B
		-50	0.664	467.5	1.24	0.45	255.8	1.83	B
2.7	0	-2	0.641	86.0	4.22	0.14	28.7	3.00	C
		-11	0.643	168.0	2.58	-0.31	56.0	3.00	C
		-31	0.652	289.3	1.16	0.16	96.4	3.00	D
		-50	0.665	437.6	1.14	0.50	145.9	3.00	D
	50	-2	0.634	159.2	8.59	-1.14	103.1	1.54	A
		-10	0.651	203.6	5.88	0.17	117.9	1.73	A
		-30	0.648	346.9	0.88	0.14	165.6	2.09	A
		-48.5	0.642	514.7	0.97	0.34	221.6	2.32	B
	100	-2	0.637	193.4	13.48	-2.34	164.5	1.18	A
		-9	0.650	236.9	9.59	-1.89	179.0	1.32	A
		-30	0.634	370.5	1.19	0.16	223.5	1.66	A
		-49	0.644	555.9	0.80	-0.04	285.3	1.95	B

表 4-3 実験結果 (b) ゆる詰め砂について

$\dot{\varepsilon}$ (%/min.)	σ (kgf/cm ²)	θ (°C)	void ratio	$q_{\max 2}$ (kgf/cm ²)	ε at q_{\max} (%)	v at q_{\max} (%)	q_m at q_{\max} (kgf/cm ²)	η_{\max}	failure mode
0.027	0	-2	0.930	36.4	5.45	-0.73	12.1	3.00	A
		-10	0.940	70.4	5.41	-0.16	23.5	3.00	A
		-30	0.935	144.2	3.73	0.10	48.1	3.00	A
		-50	0.921	233.8	1.59	0.61	77.9	3.00	C
		-2	0.927	41.9	7.51	-0.44	64.0	0.66	A
	50	-10	0.926	80.0	6.79	0.10	76.7	1.04	A
		-30	0.930	174.0	6.00	0.35	108.0	1.61	C
		-50	0.930	290.5	1.39	0.16	146.8	1.98	C
		-2	0.932	42.3	8.08	-1.01	114.1	0.37	A
		-31	0.926	187.3	4.78	-0.68	126.6	0.63	A
0.29	100	-50	0.939	79.9	8.43	-0.34	200.4	1.15	A
		-2	0.935	52.6	4.89	0.10	17.5	1.50	C
		-10.5	0.934	104.8	3.75	0.42	34.9	3.00	A
		-30	0.910	165.9	1.69	0.43	55.3	3.00	C
		-48	0.914	299.4	1.04	0.362	99.8	3.00	D
	0	-2	0.934	75.6	11.49	-1.78	75.2	1.01	A
		-10	0.928	120.0	9.15	-0.71	90.0	1.33	A
		-30	0.923	218.3	4.58	-0.19	122.8	1.78	C
		-49	0.929	319.7	1.48	-0.46	156.6	2.04	C
		-2	0.921	74.1	12.34	-1.79	124.7	0.59	A
2.7	100	-10	0.945	133.3	7.34	-0.24	144.4	0.92	A
		-29	0.938	240.5	7.71	-0.66	180.2	1.34	C
		-50	0.913	344.3	7.54	-1.79	214.8	1.60	A
		-1.5	0.919	75.0	1.96	0.39	25.0	3.00	C
		-10	0.938	106.3	1.49	0.60	35.4	3.00	D
	0	-30	0.928	155.2	1.36	0.39	51.7	3.00	D
		-50	0.913	268.8	1.28	-3.90	89.6	3.00	D
		-2	0.929	106.2	4.18	-0.126	85.4	1.24	A
		-11	0.927	152.4	3.60	0.04	100.8	1.51	A
		-30.5	0.900	267.2	1.42	0.22	139.1	1.92	C
100	50	-50	0.919	411.5	1.45	0.02	187.2	2.20	C
		-2	0.926	114.6	14.98	-3.73	138.2	0.83	A
		-10	0.920	157.4	7.66	0.39	152.5	1.03	A
		-29.5	0.920	280.0	1.49	0.23	193.3	1.45	A
		-49.5	0.925	410.8	1.48	0.47	236.9	1.73	A

4) 破壊形態は、温度が低いほど、拘束圧が小さいほど及びひずみ速度が大きいほど脆性的になる。

体積変化に注目すると、

5) すべての条件において、凍結砂はせん断初期で体積圧縮が生じ、せん断が進むにつれて膨張に転じる。

6) 体積膨張の割合は、温度が低いほど大きい。

7) 体積膨張は拘束圧を作用させると減少する。

8) ひずみ速度が大きいほど体積膨張は大きくなる。

次に図4-5に示したゆる詰め砂の応力～ひずみ関係を、密詰め砂の応力～ひずみ関係と比較することにより、以下の知見が得られる。

1) 温度、拘束圧及びひずみ速度が等しい条件下では、ゆる詰め砂の最大強度は密詰め砂のそれより小さい。

2) 最大強度の温度および拘束圧依存性は密詰め砂と同様である。

3) せん断中の体積変化挙動は密詰め砂と同様である。

4) 体積膨張の大きさは、温度、拘束圧及びひずみ速度が等しい条件下では密詰め砂より小さい。これは、土粒子が密に詰まっているほど土粒子接点が多くなり、土粒子と氷の剝離すなわちクラックが生じやすくなるためと考えられる。

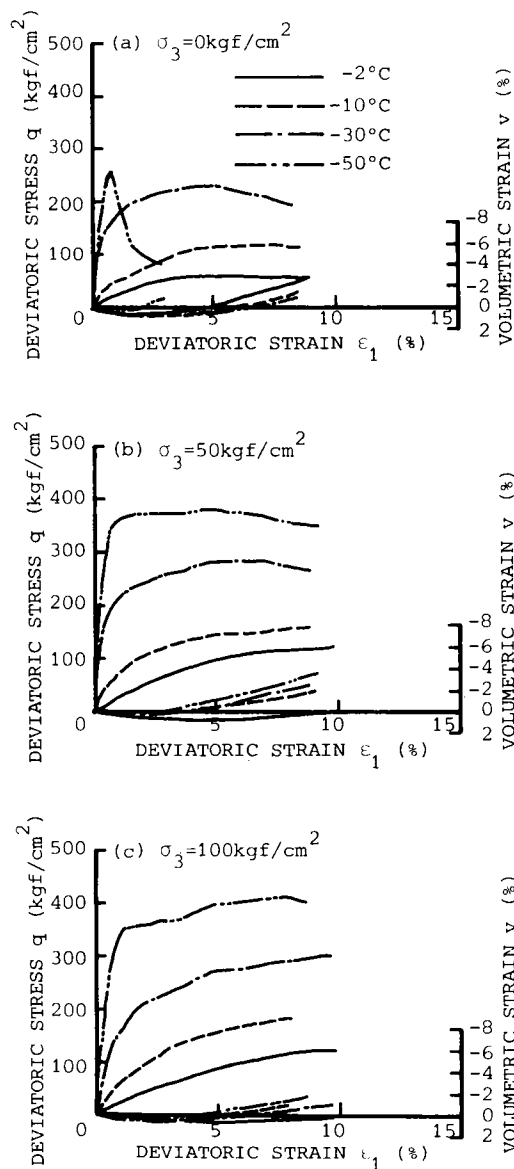


図4-3 応力～ひずみ関係（密詰め砂）
（ $\dot{\epsilon}_1 = 0.027\%/min.$ ）

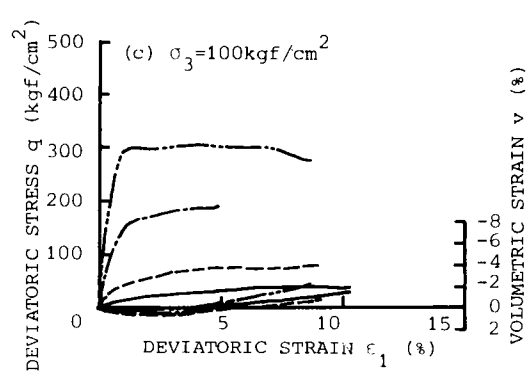
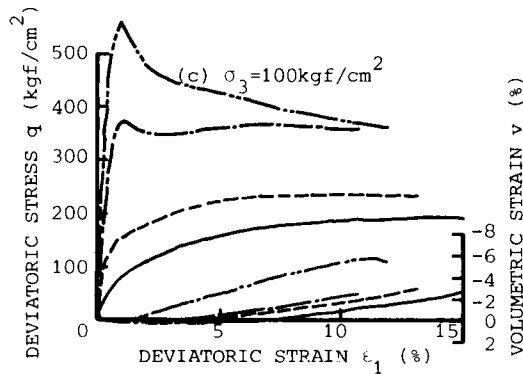
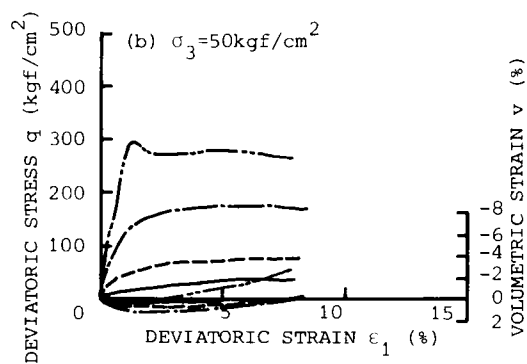
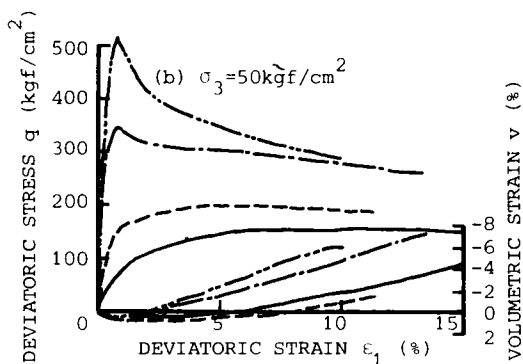
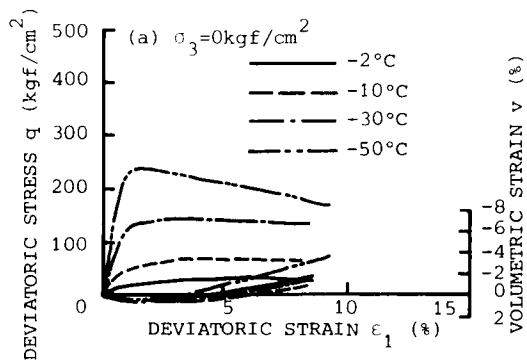
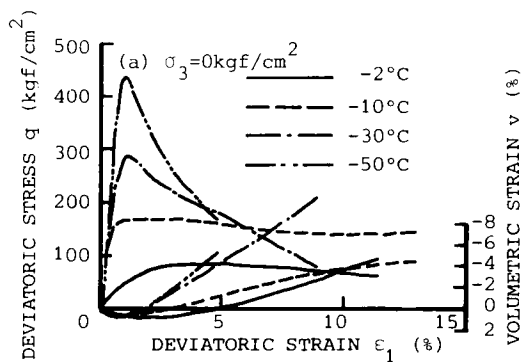


図4-4 応力～ひずみ関係（密詰め砂）
（ $\dot{\epsilon}_1 = 2.7\%/min.$ ）

図4-5 応力～ひずみ関係（ゆる詰め砂）
（ $\dot{\epsilon}_1 = 0.027\%/min.$ ）

3-2 最大強度に及ぼす温度、拘束圧の影響

最大強度の温度依存性を図4-6、図4-7に示す。図4-6が密詰め砂に対するもの、図4-7がゆる詰め砂に対するものである。両図より以下の知見が得られる。

1) 密詰め砂、ゆる詰め砂ともに、温度低下にともないほぼ線形的に最大強度が増加し、その直線の傾きは、拘束圧によらずほぼ一定である。

2) ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1 = 2.7\%/min.$ の場合、他のひずみ速度の結果に比べるとやや直線の傾きは小さく、直線の傾きはひずみ速度にあまり依存しないことがわかる。

3) 密詰め砂とゆる詰め砂の直線の傾きは同じとみなせる。すなわち、間隙比によらず温度低下による強度増加の割合は一定である。生頼ら¹³⁾ は、一次元凍結多結晶氷の一軸圧縮試験 ($\dot{\epsilon}_1 = 0.6\%/min.$) の結果を既に報告している。それによれば多結晶氷の温度低下にともなう強度増加率は、図4-6、7の直線の傾きにほぼ等しい。このことから、密詰め砂、ゆる詰め砂ともに、温度低下にともなう強度増加は氷そのものの強度増加に支配されていることがわかる。

4) 最大強度の拘束圧依存性は密詰め砂の方が大きい。

3-3 最大強度のひずみ速度依存性

最大強度のひずみ速度依存性を図4-8に示す。図4-8(a)が密詰め砂に対するもの、図4-8(b)がゆる詰め砂に対するものである。これより以下の知見が得られる。

1) 最大強度は、ひずみ速度が大きくなるにしたがって増加し、半対数紙上でその関係はほぼ直線となる。また、その傾きは拘束圧によらずほぼ一定である。このように凍結砂の強度がひずみ速度に依存するのは、氷の時間依存性によるものと考えられる。

2) ひずみ速度依存性は温度が低いほど大きい。

3) ゆる詰め砂の -30°C 、 -50°C では、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1 = 2.7\%/min.$ の一軸圧縮強度は、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1 = 0.29\%/min.$ のそれよりも小さくなっていることがわかる。生頼ら¹³⁾ は多結晶氷の一軸圧縮試験より、最大強度を与える特定のひずみ速度が存在することを論じている。また、凍結砂についても同様の傾向があることを高志ら¹²⁾ も指摘している。

3-4 弾性定数について

ひずみが小さい領域において、凍結砂が弾性的に挙動するものと仮定すれば、軸差応力～偏差ひずみ曲線の初期勾配から、せん断弾性定数 G は次式により求まる。

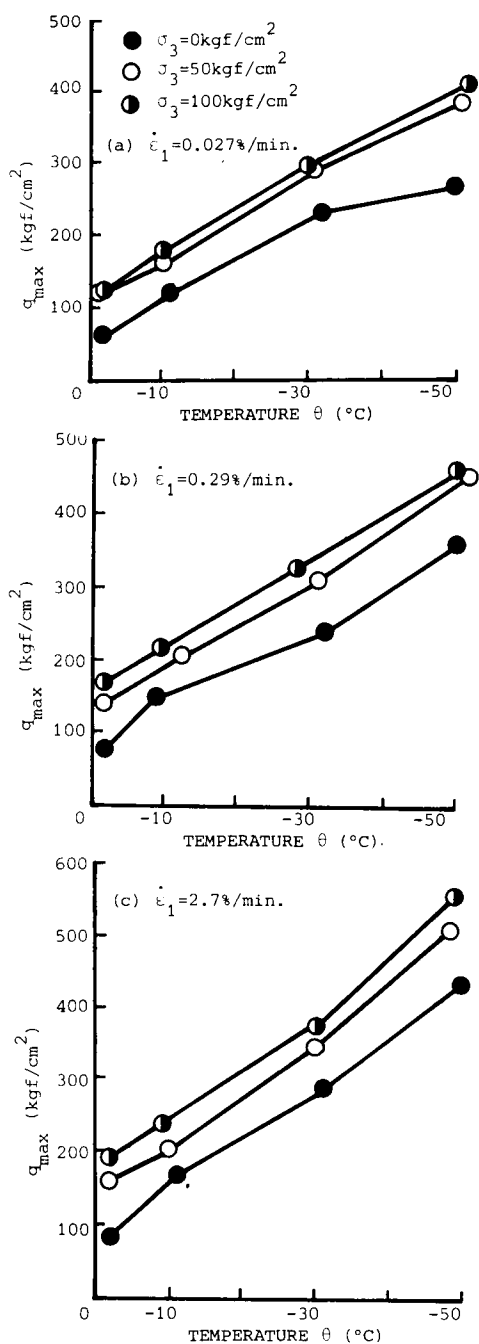


図4-6 最大強度の温度依存性
(密詰め砂)

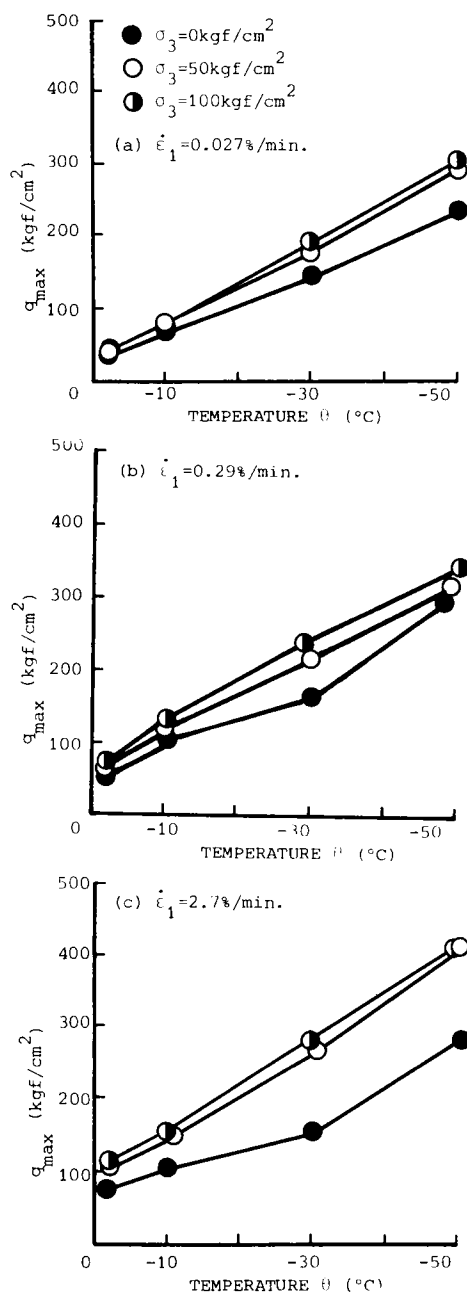


図4-7 最大強度の温度依存性
(ゆる詰め砂)

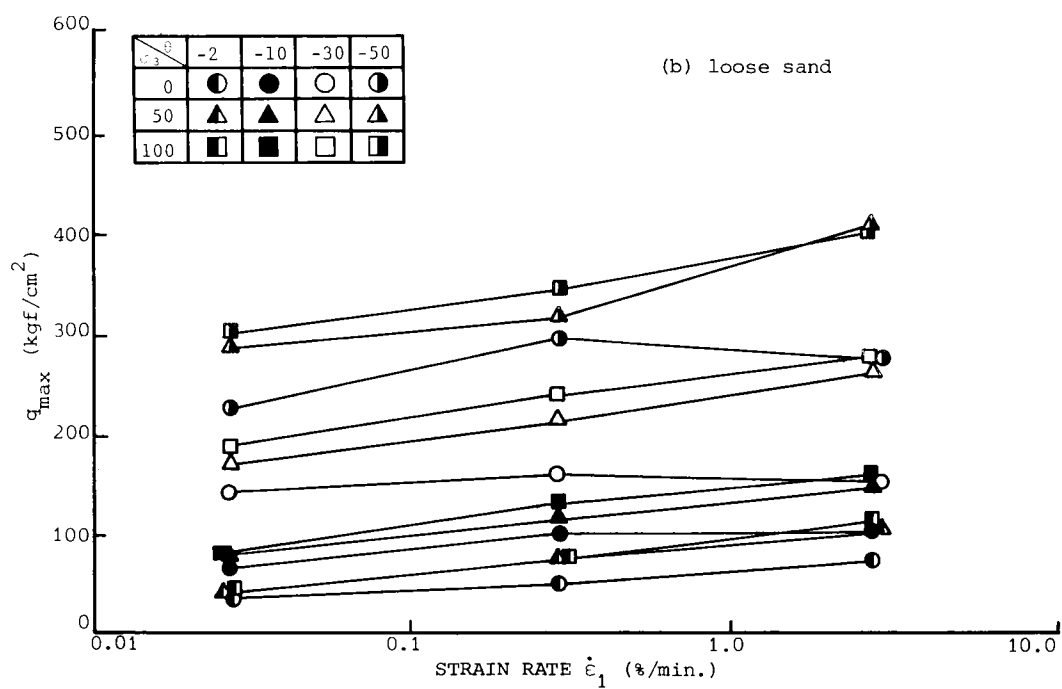
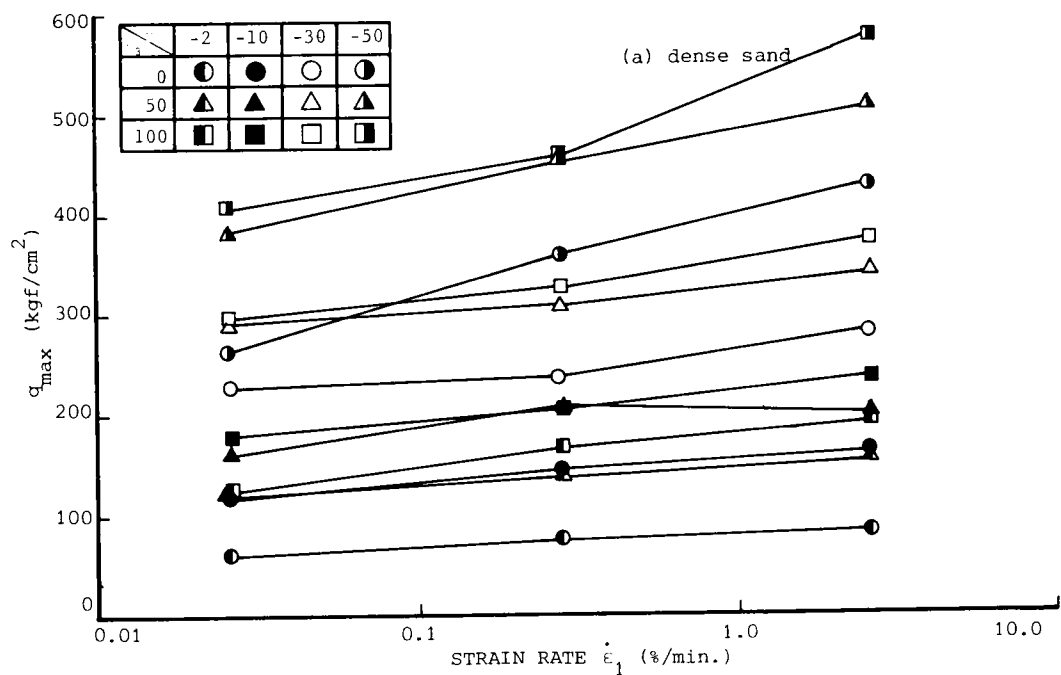


図4-8 最大強度のひずみ速度依存性

$$G = (\sigma_1 - \sigma_3) / 3 e_1 \quad (4-1)$$

また、ポアソン比 ν 、体積弾性係数 K 、ヤング率 E は、 $A = e_1 / \nu$ を用いて、

$$\nu = (3A - 2) / (6A - 2) \quad (4-2)$$

$$K = 2(1 + \nu) G / (1 - 2\nu) / 3 = A G \quad (4-3)$$

$$E = 9KG / (3K + G) \quad (4-4)$$

により、それぞれ求めることができる。本研究では、 $e_1 = 0.2\%$ までを弾性領域と仮定してそれぞれの弾性定数を求めた。

せん断弾性定数と温度の関係を図4-9に示す。図4-9(a)が密詰め砂に対するもの、図4-9(b)がゆる詰め砂に対するものである。この図より、温度の低下にともないせん

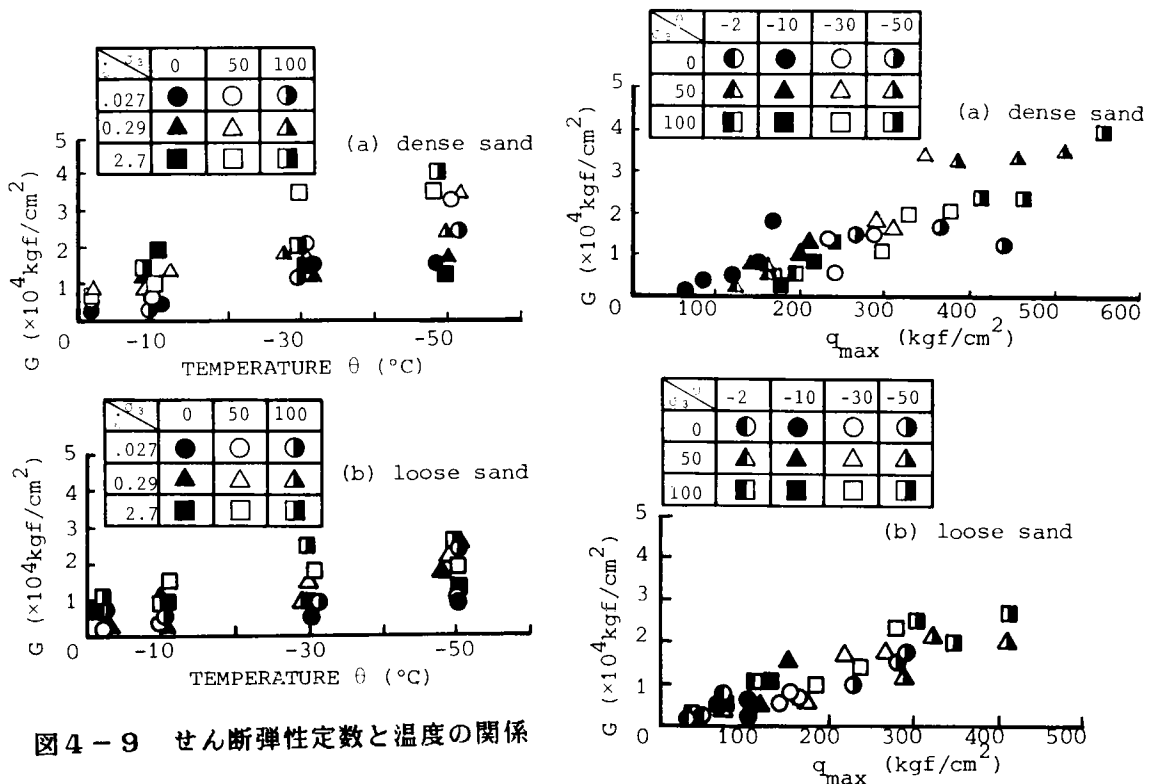


図4-9 せん断弾性定数と温度の関係

図4-10 せん断弾性定数と最大強度の関係

断弾性定数 G は増加することがわかる。図には示していないが、体積弾性係数及びヤング率 E も同様の傾向をもつ。

せん断弾性定数と最大強度 q_{max} の関係を図4-10に示す。この図より、せん断弾性定数 G と最大強度 q_{max} はほぼ比例関係にあることがわかる。また、その直線の傾きは密詰め砂、ゆる詰め砂ともに同じとみなすことができる。この関係は、 K 、 E についても同様である。

このように、弾性定数は最大強度と最もよい相関があり、その傾きは、温度、拘束圧、ひずみ速度および間隙比に依存しない。弾性定数 G 、 K 、 E と最大強度 q_{max} との間には次の関係式が成り立つ。

$$G = 59.7 q_{max} \quad (4-5)$$

$$K = 51.9 q_{max} \quad (4-6)$$

$$E = 129.5 q_{max} \quad (4-7)$$

ポアソン比 ν と温度 θ の関係を図4-11に示す。この図より、ポアソン比は温度が高くなるほど大きくなることがわかる。Gold¹⁴⁾ は氷のポアソン比の温度依存性を調べ、氷のポアソン比は温度低下にともない減少することを明らかにしているが、本研究の実験結果は、この氷のポアソン比の温度依存性によるものと解釈できる。

4-5 破壊規準の適用

先の報告¹⁰⁾でも述べたように、凍結砂の破壊規準を考える時、一般の未凍結土質材料に適用されるMohr-Coulombの破壊規準における c 、 ϕ

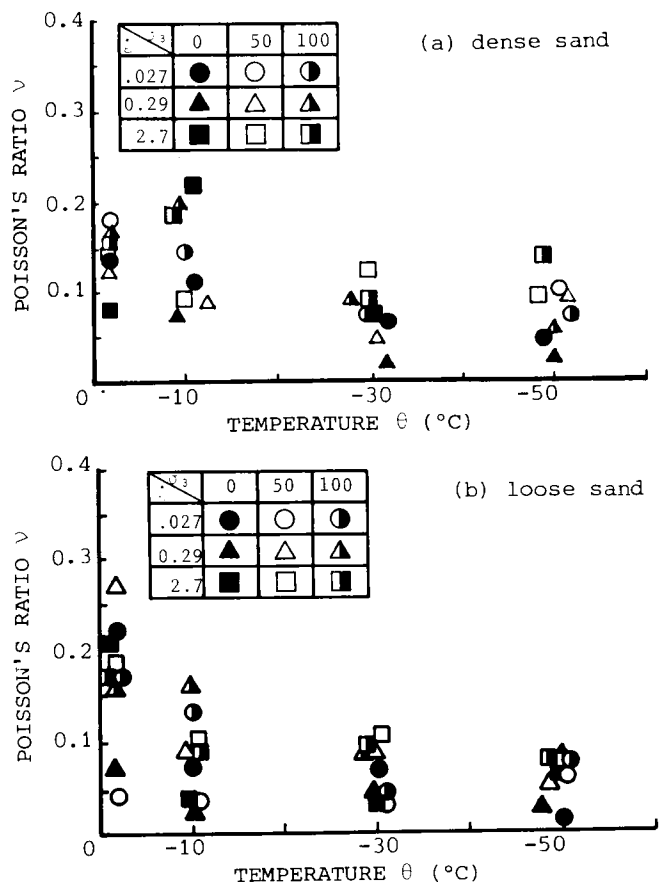


図4-11 ポアソン比と温度の関係

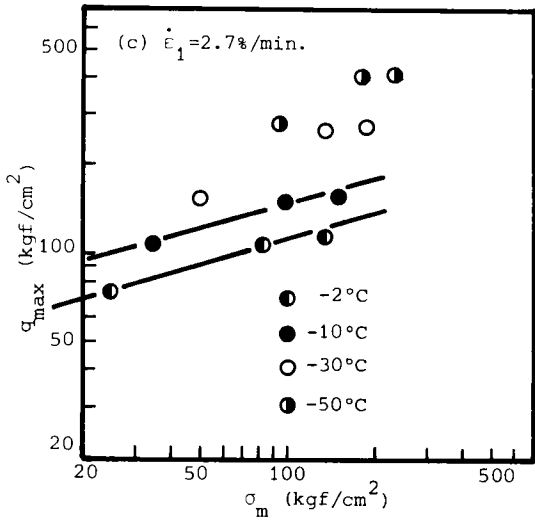
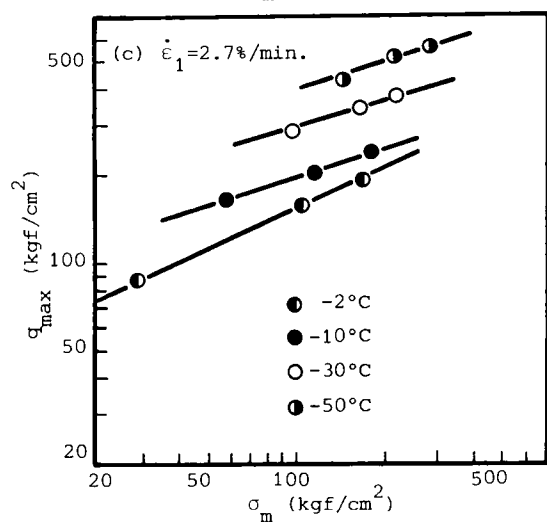
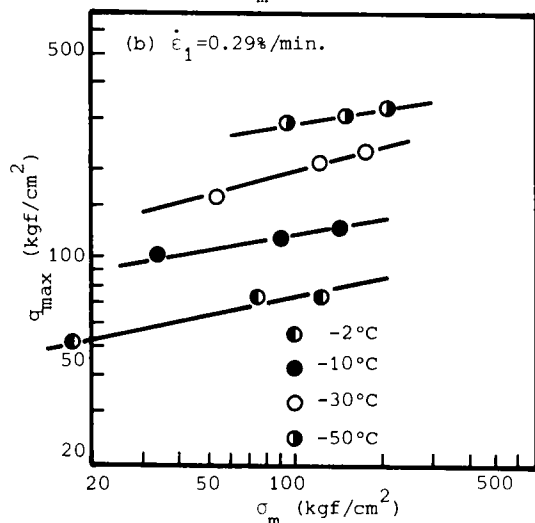
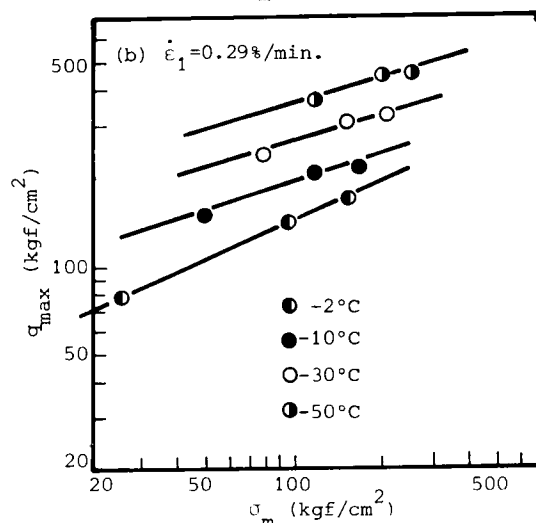
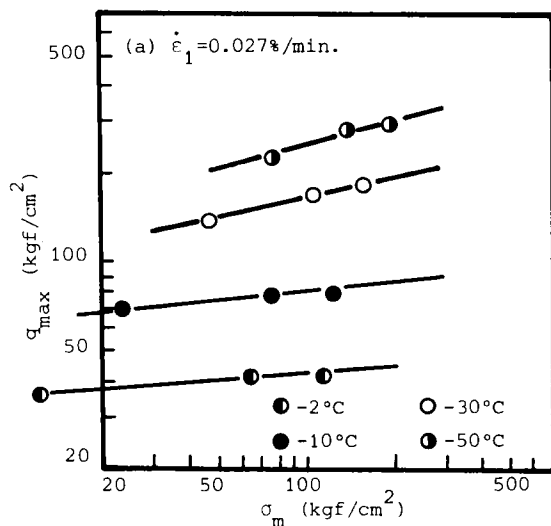
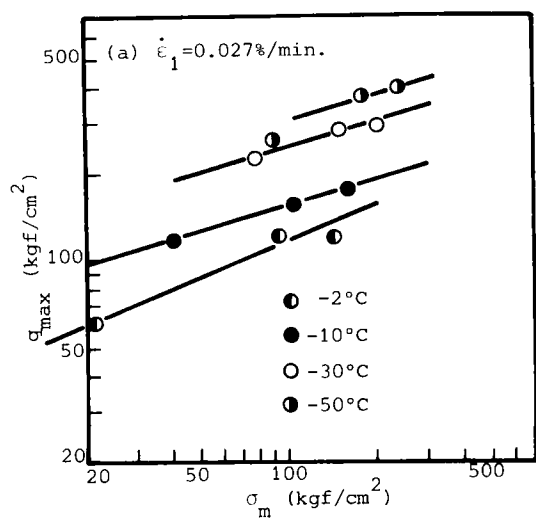


図4-12 破壊規準（密詰め砂）

図4-13 破壊規準（ゆる詰め砂）

の決定は困難である。そこで、先の報告と同様に、最大強度 q_{max} と最大強度時の平均主応力 σ_m の関係を両対数紙上でプロットした。その結果を図4-12、13に示す。図4-12は密詰め砂に対するもの、図4-13はゆる詰め砂に対するものである。これらの図より、ゆる詰め砂のひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1 = 2.7 \text{ \%/min.}$ の場合の -30°C 、 -50°C を除くと $\log(q_{max}/\sigma_{m0})$ と $\log(\sigma_m/\sigma_{m0})$ は直線で近似できることがわかる。

すなわち、

$$\log(q_{max}/\sigma_{m0}) = \log \alpha + \beta \log(\sigma_m/\sigma_{m0}) \quad (4-8)$$

の関係が成り立つ。(4-8)式はHobbs¹⁵⁾、足立ら¹⁶⁾が提唱している岩石材料に対する破壊規準

$$(q_{max}/\sigma_{m0}) = \alpha (\sigma_m/\sigma_{m0})^\beta \quad (4-9)$$

(ここに、 σ_{m0} = 単位応力 1kgf/cm^2)

に他ならない。

表4-4 α と β の値

(a) 密詰め砂について

$\dot{\epsilon}$ (%/min.)	θ ($^\circ\text{C}$)	α	β
2.7	-50	94.0	0.31
	-30	72.2	0.30
	-10	44.0	0.32
	-2	18.4	0.46
0.29	-50	94.9	0.29
	-30	70.8	0.28
	-10	47.6	0.30
	-2	18.8	0.45
0.027	-50	80.0	0.29
	-30	67.2	0.28
	-10	41.3	0.29
	-2	18.1	0.41

(b) ゆる詰め砂について

$\dot{\epsilon}$ (%/min.)	θ ($^\circ\text{C}$)	α	β
2.7	-50		
	-30		
	-10	41.9	0.27
	-2	30.9	0.27
0.29	-50	125.9	0.19
	-30	60.4	0.26
	-10	56.5	0.17
	-2	27.7	0.22
0.027	-50	75.8	0.26
	-30	58.9	0.23
	-10	50.8	0.10
	-2	31.8	0.05

図4-12、13より得られた α および β の値を表4-4に示す。これより、密詰め砂に対しては、 β の値は -10°C 以下において温度、ひずみ速度によらずほぼ一定で、 $\beta=0.3$ である。しかし、温度が上昇し -2°C 付近になると β の値は大きくなることがわかる。

一方、ゆる詰め砂は、ややばらつきが大きい、総じて密詰め砂に比べて β の値は小さい。これは、密詰め砂の方がゆる詰め砂に比べ拘束圧依存性が大きいことを意味する。

また密詰め砂の -2°C 付近の β は、他の温度に比べてかなり大きくなっていることがわかる。これは、温度の上昇にともなって供試体内の不凍水量が増加し、凍結砂の挙動が未凍結砂の挙動に近づくためと考えられる。すなわち、未凍結砂の破壊規準が Mohr-Coulomb 型で表わされると考えると $\beta=1$ となり、 -2°C 付近の挙動は凍結砂と未凍結砂の中間的挙動となる。

4-6 凍結砂と未凍結砂の強度比較

図4-14は、ゆる詰め砂のひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1 = 0.027\%/ \text{min.}$ の両対数紙上での $q_{\max} \sim \sigma_m$ 関係に次式で示される未凍結砂の最大強度線を書き加えたものである。

$$q = Mp \quad (4-10)$$

ここに M は比例定数で、三浦ら¹⁷⁾により M は 1.3 とした。

同図より、拘束圧が大きくなると凍結砂と未凍結砂の強度が逆転する可能性があることがわかる。しかし、以下に述べるように凍結砂と未凍結砂では、強度を発揮するまで

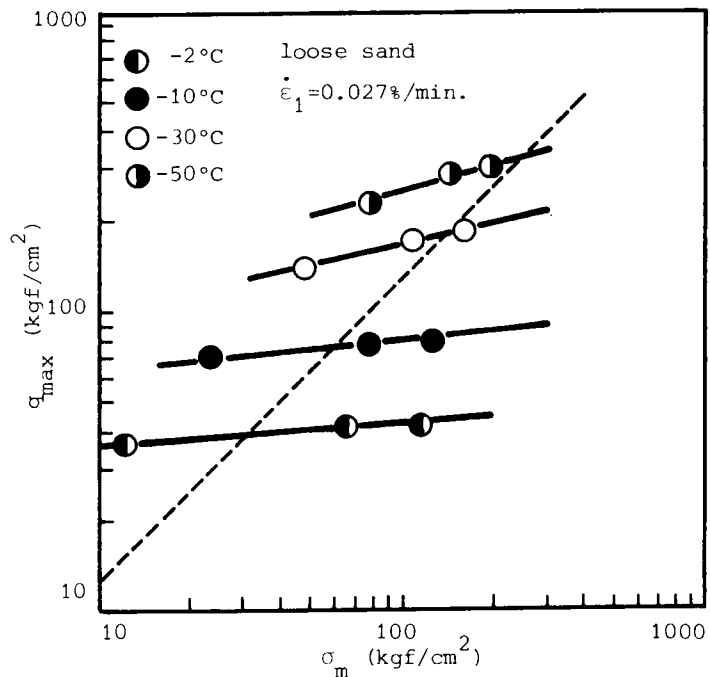


図4-14 凍結砂と未凍結砂の破壊規準の違い

に至る過程が明らかに異なり、その強度比較は容易にできないことに注意しなければならない。すなわち、凍結砂の場合には、ほとんど体積変化をともなわずに大きな強度を発揮するのに対し、未凍結砂の場合には、拘束圧が大きくなれば、粒子破碎を起こし、間隙水を排出しながら構造がより密となり、粒子間摩擦が大きくなることによって強度は増加する。

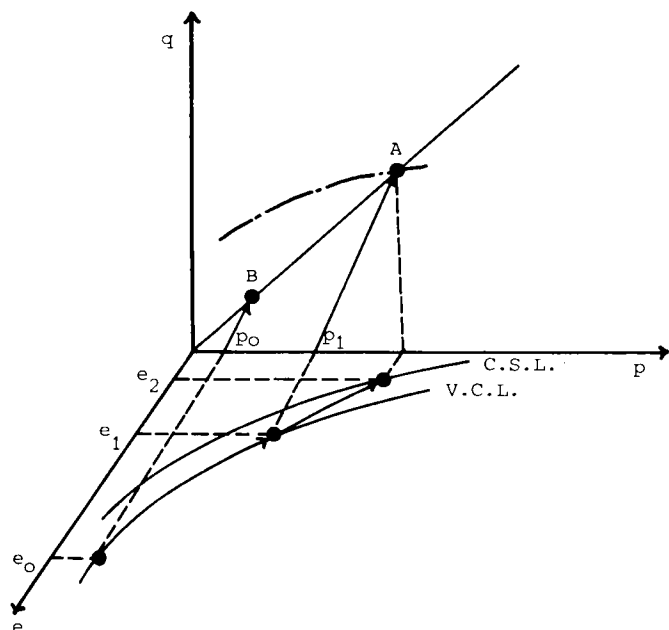


図 4 - 1 5 凍結砂と未凍結砂の状態径路

以上の議論を状態空間で模式的に表わしたものが図 4 - 1 5 である。

図中一点鎖線は、初期間隙比 e_0 の凍結砂の破壊線、A B を結ぶ直線は(4-10)式で表わされる未凍結砂の破壊線である。拘束圧が p_0 とあまり大きくない場合には、未凍結砂は B 点で破壊し、この場合には明らかに凍結砂の強度の方が大きい。一方、 p_1 まで圧密して間隙比が e_1 となった状態の未凍結砂は A 点で破壊し、凍結砂の強度と一致する。しかし、ここで未凍結砂の変形過程を考えると、破壊点 A に至るまでに $e_0 - e_1$ なる間隙比の減少を生じており、凍結砂と同程度の強度を発揮するまでには多大な変形が生じる。一方、凍結砂は間隙比をほとんど変化させないまま最大強度に達する。したがって、同じ間隙比のもとでは、凍結砂の強度は未凍結砂の強度に比べかなり大きいと結論づけられる。

以上のことから、現地において構造物を築造する時、その支持力が圧密などによる強度増加によって十分期待できるとしても、その変形が多大となり、施工中および完成後の供用に適さなくなるような場合には、補助工法として凍結工法の併用が有効となる。

第 5 節 結論

凍結砂の三軸圧縮試験を行い、凍結砂の力学特性の温度依存性、拘束圧依存性、ひずみ

速度依存性及び間隙比依存性について明らかにした。

得られた結論は以下のとおりである。

(1) 凍結砂の強度は温度低下とともに大きくなる。 -10℃から -50℃までの温度では、強度と温度の間には線形関係が成り立ち、その傾きは拘束圧によらない。

(2) 凍結砂の強度は拘束圧の増加とともに大きくなる。しかし、未凍結土質材料と比較すると拘束圧依存性が小さい。

(3) 凍結砂の強度はひずみ速度の増加とともに大きくなる。しかし、一軸圧縮試験では、ゆる詰め砂において最大強度を与えるひずみ速度が存在することがわかった。

(4) 凍結砂の強度は温度、拘束圧及びひずみ速度が同じであれば、間隙比が小さいものほど大きい。

(5) 凍結砂の破壊形態は、温度が低いほど、拘束圧が小さいほど及びひずみ速度が大きいほど脆性的となる。

(6) 凍結砂のせん断中の体積変化は、せん断初期では圧縮が生じるが、その後膨張に転じ、膨張を続ける。体積膨張は、温度が低いほど、拘束圧が小さいほど、ひずみ速度が大きいほど及び間隙比が小さいほど大きい。

(7) 凍結砂の弾性定数 G 、 K 、 E は温度低下とともに増加する。一方、ポアソン比は温度低下とともに小さくなる。また弾性定数 G 、 K 、 E は最大強度 q_{max} とほぼ線形関係にある。

(8) 凍結砂の破壊規準には、Hobbs¹⁵⁾、足立ら¹⁶⁾ が提唱しているべき関数型の破壊規準、

$$q_{max} / \sigma_{m0} = \alpha (\sigma_m / \sigma_{m0})^\beta$$

が適用できる。 β は -10℃以下では、ひずみ速度によらずほぼ一定値をとるが、その値は密詰め砂の方が大きい。

(9) 凍結砂の強度は、拘束圧が高くなると未凍結砂の強度と等しくなる可能性がある。しかし、その強度を発揮するに至るまでの過程が全く異なり、凍結砂の場合には、ほとんど体積変化を生じずに大きな強度が得られるのに対し、未凍結砂の場合には、大きな変形が生じる。したがって、現地において構造物を築造する時、その支持力が圧密などによる強度増加によって十分期待できるとしても、その変形が多大となり、施工中および完成後の供用に適さなくなるような場合には、補助工法として凍結工法の併用が有効となる。

参考文献

- 1) 高志 勤・生頼孝博：地盤凍結工法の概要、冷凍、第67巻、第 653号、1982、pp.18-28.
- 2) 高志 勤・生頼孝博・山本英夫・岡本 純：均質な粘土凍土の一軸圧縮強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集、No.315, 1981, pp.83-93.
- 3) 井上正則・木下誠一：凍土の圧縮強度と動的特性、低温科学物理編、No.33, 1975, pp.243-253.
- 4) 片岡哲之・緒方信英・安田正幸：凍結砂の力学特性、電力中央研究所報告、No.382031, 1982.
- 5) Andersland, O.B. and I. Alnouri : Time-Dependent Strength Behavior of Frozen Soils, Proc. ASCE, Vol.96, SM4, 1970, pp.149-168.
- 6) Chamberlain, E., C. Groves and R. Perham : The Mechanical Behavior of Frozen Earth Materials under High Pressure Triaxial Test Condition, Geotechnique, Vol.22, No.3, 1972, pp.469-483.
- 7) Alkire, B.D. and O.B. Andersland : The Effect of Confining Pressure on the Mechanical Properties of Sand-Ice Materials, Journal of Glaciology, Vol.12, No.66, 1973, pp.469-481.
- 8) Sayles, F.H. : Triaxial Constant Strain Rate Tests and Triaxial Creep Tests on Frozen Ottawa Sand, U.S. Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Technical Report 253.
- 9) Parameswaren, V.R. and S.J. Tones : Triaxial Testing of Frozen Sand, Journal of Glaciology, Vol.27, No.95, 1981, pp.147-156.
- 10) Shibata, T., T. Adachi, A. Yashima, T. Takahashi and I. Yoshioka : Time Dependency and Volumetric Change Characteristic of Frozen Sand under Triaxial Stress Condition, 4th Int. Sympo. Ground Freezing, Sapporo, 1985.
- 11) 片岡哲之・緒方信英・安田正幸：L N G タンク周辺地盤の低温下における強度・変形特性、電力中央研究所報告、No.378011, 1978.
- 12) 高志 勤・生頼孝博・山本英夫・岡本 純：砂凍土の一軸圧縮強さに関する実験的研究、土木学会論文報告集、No.302, 1980, pp.79-88.
- 13) 生頼孝博・高志 勤・山本英夫・岡本 純：土の凍結に伴う析出氷晶の一軸圧縮強度、日本雪氷学会誌、43巻、2号、1981, pp.83-96. ・
- 14) Gold, L.W. : Some Observations on the Dependence on Strain on Stress for

Ice, Can. J. Phys., Vol.36, 1958, pp.1265-1275.

- 15) Hobbs, D.W. : A Study of the Behavior of Broken Rock under Triaxial
Compression and its Application to Mine Roadways, Int. J. Rock Mech. Mining
Sci., Vol.3, 1966, pp.11-14.
- 16) 足立紀尚・小川豊和：体積軟岩の力学特性と破壊規準、土木学会論文報告集、
No.295, 1980, pp.75-87.
- 17) 三浦哲彦・山内豊聡：高拘束圧における標準砂の排水せん断特性について、土木学
会論文報告集、No.193, 1971, pp.69-79.

第5章 結 論

本編は、不連続性地山の力学特性について詳しく考察した。各章の要点を結論として要約すると、以下のとおりである。

第1章は序論であり、まず砂の構成式に関する従来の研究を概観し、主たる研究の流れと成果を示した。ついで、不連続性岩盤の力学挙動についてその破壊規準と構成関係を中心に従来の研究を紹介した。そして最後に本編における研究の目的と意義について説明した。

第2章においては、堆積軟岩の三軸圧縮条件下における破壊過程を、まず微視的に観察した。その結果、供試体の局所的なひずみ変化の観察により、せん断面の形成とともに著しい局所性の現われることがわかった。また供試体の局所的な含水比分布を観察した結果、せん断面形成過程においては、間隙水は供試体外周端部分からせん断面付近に向かって移動しており、真の意味での非排水条件は成り立っていないことがわかった。次に、堆積軟岩の三軸圧縮条件下での破壊過程を、供試体内のエネルギーの変換過程を観察することで把握した。その結果、供試体に蓄えられた弾性エネルギーは最大強度点で最大値をとり、それ以後の軟化過程では零でないある値に減少収束していくことがわかった。

第3章においては、不連続面に粘土シームをもつ岩盤の力学特性に関する基礎資料を求めるため、モデル化した供試体を用いた非排水三軸圧縮試験を行い、粘土シームの厚さ、主応力作用面と弱面の成す角度、せん断速度及び粘土シームの過圧密比のその力学特性に及ぼす影響について考察した。その結果、岩盤が不連続面に粘土シームをもつとき、その面に沿うせん断強度はシームの厚さがわずか 1mm であっても、シーム粘土のせん断強度に支配され、また破壊時の最大応力比は粘土シームの厚さ、シーム面の主応力面と成す角度及びせん断速度にかかわらず一定値となることがわかった。さらにシーム内の間隙水圧は、同一拘束圧下であっても粘土シームの厚さが厚いほど、粘土シームが正規圧密状態に近いほど大きく、そのときのせん断強度は小さな値となることがわかった。したがって、不連続面に粘土シームをもつ岩盤の力学挙動を予測するには、シーム粘土のせん断特性と透水性に加え岩石及び岩盤の透水性を把握する必要があると結論づけられた。

第4章においては、不連続地山の安定化のために用いられる補助工法の1つである凍結工法に着目し、低温下における地山の力学特性を調べるため、凍結砂の三軸圧縮試験を行い、その温度依存性、拘束圧依存性、ひずみ速度依存性および間隙比依存性について明らかにした。その結果、凍結砂の強度は、温度低下、拘束圧増加、ひずみ速度増加および間隙比の減少とともに大きくなる。凍結砂の破壊形態は、温度低下、拘束圧減少およびひずみ速度増加とともにより脆性的となる。せん断中の体積変化は、せん断初期では圧縮が生じるが、その後膨張に転じ、膨張を続ける。弾性定数は、最大強度とほぼ線形関係にある。凍結砂の破壊規準には、ベキ関数型の破壊規準が適用できる。さらに、凍結砂の強度は、拘束圧が高くなると未凍結砂の強度と等しくなる可能性があるが、その強度を発揮するに至るまでの過程が全く異なり、凍結砂の場合には、ほとんど体積変化を生じずに大きな強度が得られるのに対して、未凍結砂の場合には、大きな変形が生じる。したがって、現地において構造物を築造する時、その支持力が圧密などによる強度増加によって十分期待できるとしても、その変形が多量となり施工中及び完成後の供用に適さなくなるような場合には、補助工法として凍結工法の併用が有効となる等の結論が得られた。本節で得られた凍結砂の変形特性・破壊規準は、第10章において実施する凍結岩盤中のトンネル掘削シミュレーションにおける基礎資料となる。

第 2 編

不連続性地山中のトンネル掘削に関する研究

第6章 序 論

第1節 概説

従来からのトンネルの力学的な検討は大きく分ければ2つの側面から実施されてきたといえる。1つは、実用的な必要性から支保工や覆工に作用する荷重を求めるという土圧論的なもので、もう1つは、トンネル掘削面の周辺にどのような応力状態が生じるかを解析的に検討する弾性論あるいは塑性論的なものである。

前者の方法は基本的には緩み荷重の概念に基づくものと考えることができる。古くは、Bierbaumer¹⁾、Kommerell²⁾らの比較的単純なものから出発して、Terzaghi³⁾やProtodyakonov⁴⁾の方法のように地質分類との関連に重点を置いたより現実的な方法へと発展し、Deere⁵⁾のR Q D (Rock Quality Designation)、さらに最近ではWickham⁶⁾やBarton⁷⁾の方法のように地質条件を岩質、節理間隔などをもとに指標化して作用荷重の大きさや支保工の設計にまで関連づける方向に発展してきている。日本においても、村山ら⁸⁾の研究に代表されるように緩み荷重の研究は古くより行われており、砂質地山に対する緩み荷重の定式化が村山らによって発表されている。

後者の方法は検討の主体をトンネル周辺地山に置くものであり、いわゆるトンネル掘削に伴う応力の再配分を検討するものである。この流れは、初期の段階では弾性論の応用という側面が強く、解析の困難さから円形などの比較的単純な形状のトンネルが簡単な応力場に掘削される場合に限られていた。これに属するのが、Schmid⁹⁾、Yamaguchi¹⁰⁾、Mindlin¹¹⁾、伊藤¹²⁾、Yu¹³⁾らの研究である。この種の問題に対しては当然のこととして、弾性の範囲から塑性をも含めた領域の検討も行われ、Fenner¹⁴⁾、Kastner¹⁵⁾、Duvall¹⁶⁾、岡¹⁷⁾、Egger¹⁸⁾らの研究がこれにあたる。

さらに最近では電子計算機の発達によって、複雑なトンネル形状、応力場、地山物性、境界条件についても解析が可能になってきている。この代表的なものに有限要素法(FEM)がある。この手法はすでに設計に取り入れられ、汎用性のあるプログラムも数多く作成されている。この他に、数値解析手法として近年発達してきたものに、個別要素法(DEM)¹⁹⁾、剛体ばねモデル(RBSM)²⁰⁾、境界要素法(BEM)²¹⁾などがある。FEM、DEM、RBSM、BEMなどの数値解析手法は、時として万能と受けとめられがちであるが、特定の地山物性、境界条件のもとでそれぞれの手法は優劣をもっており、それらを把握したうえで使用することが大切である。

第2節 トンネル掘削の基本理念

ここ数年来 Rabcewicz²²⁾によって提唱されたNATM (New Austrian Tunneling Method) は、わが国において適用例が増加し、数十以上のトンネルがこの工法によって建設され、さらに数多くのトンネルが現在建設中もしくは計画中である。この工法の特徴は以下の3点にまとめられる²³⁾。

- (1) “トンネルはできる限り地山で持たせる”というトンネル掘削の基本理念に基づき、
- (2) 地山の強度維持と本覆工への土圧を均等に分布させ、かつ軽減させるべく、“地山は緩めず弾性変形させる”という考えに立脚し、それを達成するため薄肉柔支保構造として吹付コンクリートやロックボルトによるリング構造を素早く構築し、
- (3) 現場計測によって上記機能の確認と本覆工の施工時期などの指示を行う。

“トンネルはできるだけ地山で持たせる”とか“地山は緩めず弾性変形させる”というトンネル掘削の基本理念はけっしてNATMのみの専売特許ではない。これは長年のトンネル工学における経験によって培われてきたものである。

そこで、“地山は緩めず弾性変形させる”という基本理念を簡単に考察してみる。一般的に、地山材料の応力-ひずみ関係はその遷移応力よりも低い拘束圧のもとでは、第2章でも示したように図6-1(a)のようなひずみ硬化-軟化型を示し、ひずみ軟化過程で体積の膨張、すなわち緩みを生ずる。また、応力-ひずみ関係は図6-1(b)のようにひずみ速度の影響を受ける。例えば、トンネル掘削直後は変形も急であるから、ひずみ速度大の曲線に従うが、その後覆工の打設などによって変形を止められるとP点からR点へと応力が減少する応力緩和が地山に生ずることになる。

さて、このような応力-ひずみ関係を持つ地山と覆工が図6-1(c)に示す複合体として、トンネル掘削に伴って生じるせん断応力 ($\sigma_{\theta} - \sigma_r$) に対抗するわけである。この複合体が破壊せず安定を保つためには図6-1(d)のA-A'線で表わされるせん断応力 ($\sigma_{\theta} - \sigma_r$) act に耐えねばならない。地山材料はOBCの応力-変位関係を示すから、覆工が受け持つ応力は斜線部で表わされるように、その大きさは変位によって変化することになる。この斜線部、すなわち覆工反力を縦軸にとって図を逆転させて書き改めたのが図6-1(e)である。この図こそ、NATMにおける特性曲線 (Characteristic line, Fenner-Pacher curve²⁴⁾) として知られるもので、最小覆工反力、すなわち地山の強度が最大に発揮されるB点を目指して覆工を施工するのが最適であることを示している。これを地山の立場からいえば、B点までの弾性変形は許すけれども、それ以上にまで過度には緩めない、いわゆる“地山は緩めずに弾性変形させる”という掘削の基本を説明したものである。図には覆工を打設することによってある所定の壁面変位に落ち着く

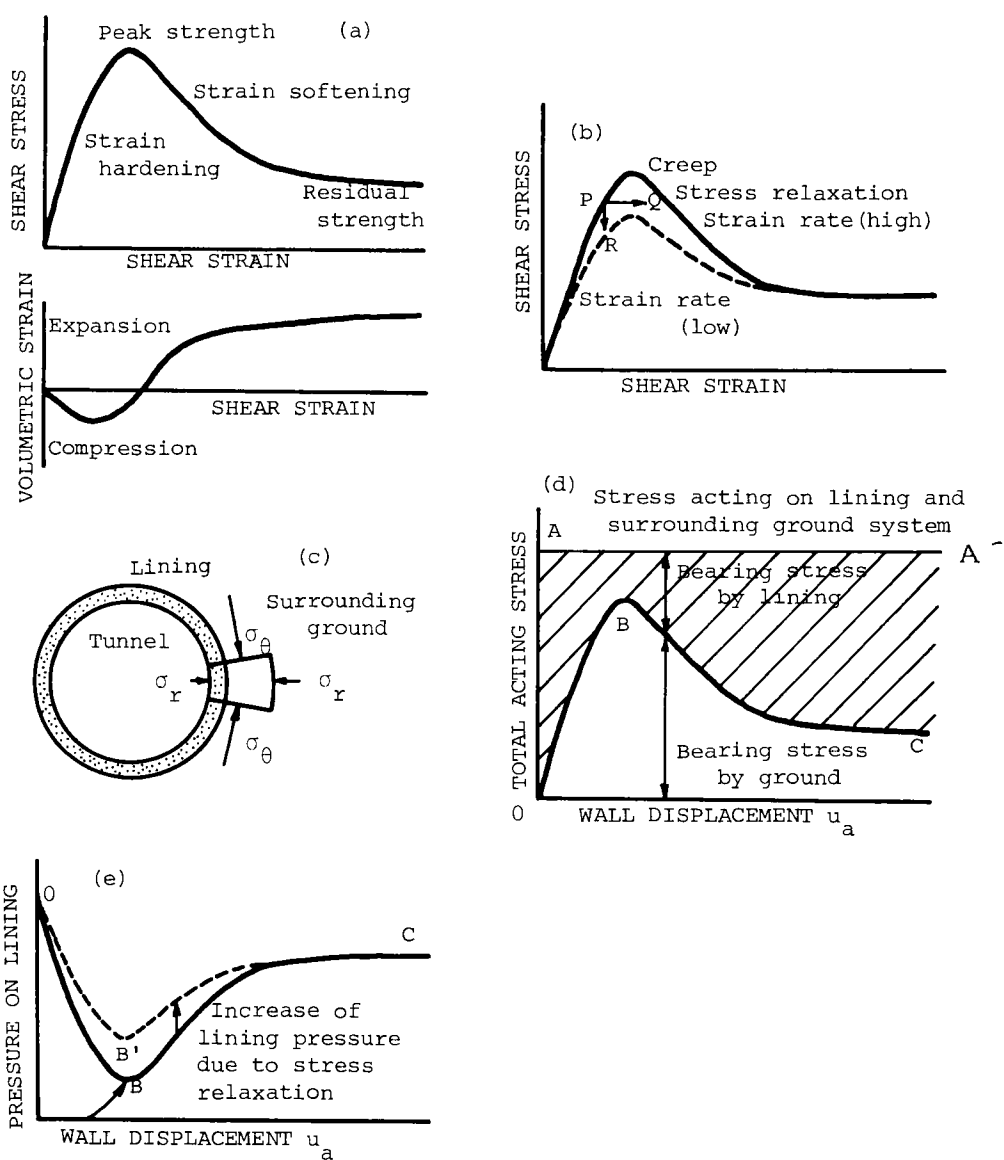


図 6-1 トンネル掘削の基本理念

- (a) 地山材料の応力-ひずみ曲線 (b) 応力-ひずみ関係へのひずみ速さの影響
 (c) 応力場に対する覆工と地山の複合体 (d) 覆工と地山の受け持つ応力の割合
 (e) 覆工反力と壁面変位の関係

と地山が応力緩和して、地山自体が抵抗できる応力は OBC から $OB'C$ に変化するため、その差だけ覆工への作用土圧が増大する様子も示している。これが時間とともに増大する土圧の1つの理由である。

第3節 第2編の概要

図6-1(e) で与えた特性曲線に、覆工の荷重-変位関係を重ねると図6-2(a) のように表わすことができる。この図より、覆工剛性が高いとトンネルはA点でつり合い、また覆工剛性が低いとB点でつり合い状態となることがわかる。しかし、実際のトンネル掘削においては、覆工の建て込みは掘削と同時にされるものでなく、切羽面より遅れて施工される。そこで、地山物性を弾性体と簡略化し、覆工建て込みの時間的遅れを考慮して同様の図をプロットしてみた(図6-2(b))。

この図より、覆工建て込みの時間的遅れを考慮すれば、トンネルはA点より変形の進んだB点でつり合い状態となることが理解できる。

そこで、図6-2(b) でモデル化された地山と覆工の関係をを用いて、実際に行われたトンネル掘削の計測結果との対比を行

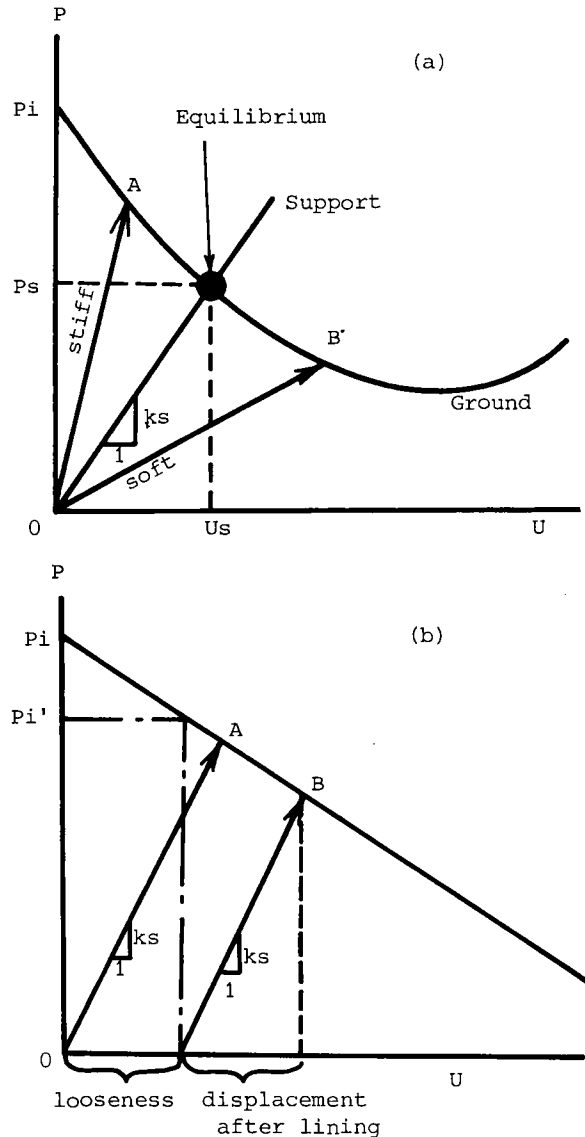


図6-2 特性曲線

(a) 実際の地山について

(b) 理想化された弾性地山について

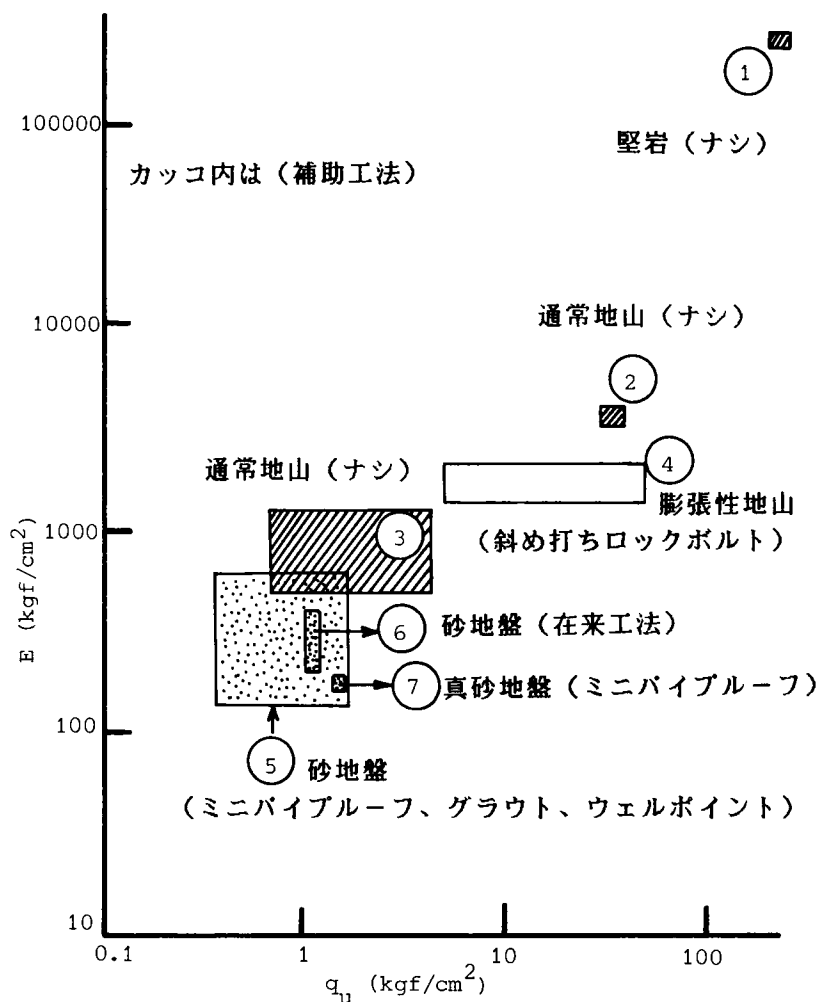


図6-3 一軸圧縮強度～ヤング率関係

った。考察の対象としたトンネルは7ヶ所である。それぞれのトンネルについて、事前に行われた力学試験より、図6-3に示す一軸圧縮強度～ヤング率関係が得られた。これより、今回考察の対象とした7ヶ所のトンネルは地山剛性の幅広い範囲をカバーしていることがわかる。図中のカッコ内には、それぞれのトンネル掘削において併用された補助工法を示している。7ヶ所のトンネルは1つを除いてすべてNATMで施工されたものである。

図6-3においては、ヤング率が $10,000 \text{ kgf/cm}^2$ の場合を堅岩地山、ヤング率が $1,000 \text{ kgf/cm}^2$ から $10,000 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲のものを軟岩地山、 $1,000 \text{ kgf/cm}^2$ 以下のものを未固

結の砂質地山及び軟弱地山として区別することができる。

この図より、以下の考察が得られる。

- (1) ヤング率が 1000kgf/cm^2 以上の軟岩及び堅岩地山で、節理、破碎帯などの不連続面を含まない地山（トンネル1、2、3）においては、現場計測から得られた内空変位量と図6-2(b)から得られた弾性解による内空変位量はほぼ同様の値を示す。
- (2) 軟岩地山に属するものでも、膨張性を呈する場合（トンネル4）には、計測から得られた内空変位量が弾性解のそれよりもかなり大きな値を示し、地山の時間依存性、吸水性、ダイレイタンス特性などを考慮した設計が必要なことを示唆している。
- (3) ヤング率が $1,000\text{kgf/cm}^2$ 以下のいわゆる未固結の砂質地山（トンネル5、6、7）の場合、弾性解はかなり大きな変位量を与える。これに対して、在来工法で掘削されたトンネル6は、弾性解よりもさらに大きな変位量を示し、この種の地山に対して在来工法が適切でないことがわかる。一方、補助工法を併用したNATMで施工されたトンネル5、7は、弾性解で得られた変位量と同等か、それ以下の変位量しか示しておらず、ここで採用された工法が弾性的な変形すらも抑制していたことがわかる。

以上のことから、軟岩及び堅岩地山でしかも節理などをあまり含まない健全な岩盤に対しては、FEMなどに代表される上級の解析手法をことさら使用することは適切ではなく、図6-2(b)に示すような弾性解（マイクロコンピューターにより短時間で計算可能）を用いて設計に臨んでも十分であろう。

一方、軟岩及び堅岩地山であっても、節理が発達しているもの、膨張性を示すもの、及び、ヤング率が低く未固結の砂質地山と認められるものに対しては、それらの地盤と支保構造との相互作用からなる支保効果をまず十分把握し、その上でそれらの支保効果を的確に表現できる解析手法を採用することが望ましい。

このなかで、膨張性地山については、日本における広範囲な分布のため、数多くの指標が研究されており、地山強度比に基づいた仲野²⁵⁾の研究、さらにモンモリロナイト含有量及びコンシステンシーなどに着目した、鉄建公団²⁶⁾、大塚ら²⁷⁾、佐藤ら²⁸⁾及び新官ら²⁹⁾の研究がある。しかし、節理・層理などを内在した堅岩地山及び未固結の砂質地山といった不連続性地山に対する研究事例はまだ十分ではない。

以上の観点より、第2編では、トンネル掘削を考える地山として多くの問題を含んでいる不連続性地山に焦点を絞り考察する。第1編で把握した不連続性地山の力学特性に基づいて、その応用編として不連続性地山中のトンネル掘削問題を取り上げ、設計手法の確立を図った。

第7章では、地山材料に乾燥したけい砂を用い、吹付コンクリートとロックボルトを薄紙でモデル化した実験を行うことにより、それら柔支保構造の効果とトンネル土圧の作用機構の定性的な解明を試みた。さらに、砂質地山にトンネルを掘削したとき、どのように緩み域が発達するかをアルミ棒積層体を地山に用いて調べた。

第8章では、改良型の直径可変装置を用いて、より詳細に地山内の変位挙動を調べる室内モデル実験を実施するとともに、トンネル掘削によって地山内に生じる不連続的な変位挙動を説明し得る解析手法を検討するため、弾塑性体要素とジョイント要素を用いた2種類の有限要素解析を行って、解析手法の適否を考察した。

第9章では、砂質地山にかぶりの浅いトンネルを掘削した場合の、トンネル壁面の変位分布、トンネル掘削に伴う塑性域の発生と拡大、地表面の横断沈下形状及び土かぶりと沈下量の関係などを、有限要素解析を通じて考察した。解析モデルは、弾性体要素モデル、No-Tensionモデル、関連及び非関連流動則に基づいた弾塑性体要素モデル及び、第8章で提案したジョイント要素モデルである。これらの解析結果を、既存の理論式、実験式などと比較検討しながら、この種の問題に対する解析手法の予測能力の優劣判断を行った。

第10章では、第8章及び第9章で提案した新しい解析手法によるケーススタディーとして、凍結岩ルーフ工法を用いて施工された実際のトンネルに対して、その施工実績の解釈を行った。凍結時の不連続面の強度特性としては、第4章で明らかにした凍結砂の破壊規準を参照した。そして凍結岩ルーフの力学機構に基づき、本工法の有効性を考察した。

最後に、第11章では、第2編における各章の研究成果を要約して結論としている。

参考文献

- 1) Biebaumer, A. : Die Dimensionierung des Tunnelmauerwerkes, Leipzig/Berlin Engelmann, 1913.
- 2) Kommerell, O. : Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk, Ernst & Sohn, Berlin, 1940.
- 3) Terzaghi, K. : Rock Defects and Loads on Tunnel Support, Rock Tunneling with Steel Supports, eds, R. V. Proctor and T. White, Commercial Shearing Co. Youngstown, Ohio, 1946.
- 4) Protodyakonov : The Art of Tunneling, by Szechy, K., Akademiai kiado, Budapest, 1973, pp.235-239.
- 5) Deere, D. U. : Geological Considerations, Rock Mechanics in Engineering

Practice, John-Wiley and Sons, London, 1968.

- 6) Wickham, G. E. et al. : Support Determination Based on Geologic Predictions, Proceedings, Rapid Excavation Tunneling Conference, AIME, 1972.
- 7) Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. : Engineering Classification of Rock Masses for Design of Tunnel Support, Rock Mechanics, Vol. 6, No.4, 1974.
- 8) 村山朔郎・松岡 元：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究、土木学会論文報告集、No.187, 1974, pp.95-108.
- 9) Schmid, H. : Statische Probleme des Tunnel und Druckstollenbaues, Springer Verlag, Berlin, 1926.
- 10) Yamaguchi, S. : On the Stress Around a Horizontal Circular Hole in a Gravitating Elastic Solid, Journal of JSCE, Vol.15, 1929.
- 11) Mindlin, R. D. : Stress Distribution around a Tunnel, Proc. ASCE, Vol.65, No.4, 1939, pp.619-642.
- 12) 伊藤富雄：傾斜面下に掘ったトンネルの周辺応力について、土木学会誌、36-2, 1951.
- 13) Yu, Y. : Gravitational Stresses on Deep Tunnels, Journal of Appl. Mech. Dec. 1952.
- 14) Fenner, B. R. : Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdrucks, Gluckauf, Nr.32 & 33, Aug. 1938.
- 15) Kastner, H. : Statik des Tunnel und Stollenbaus, Springer-Verlag, 1962.
- 16) Duvall, I. R. and Obert, L. : Rock Mechanics and the Design of Structure in Rock, John Wiley & Sons, Inc.
- 17) 岡 行俊：薄肉理論とその応用、トンネルと地下、Vol.7, No.4,5, 1976.
- 18) Egger, P. : トンネル支保工に及ぼす破壊後の岩盤の影響、海峡連絡鉄道の技術に関する文献試料調査報告書、日本トンネル技術協会、1978.
- 19) Cundall, P. A. : A Computer Model for Simulating Progressive Large-scale movements in blocky rock systems, Sympo. of ISRM, Nancy, France, 1971.
- 20) 川井忠彦：物理モデルによる連続体諸問題の解析、東京大学生産技術研究所セミナー・テキスト（コース・57）、1980.
- 21) 小林昭一：岩盤力学への積分方程式の適用、第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、1984, pp.337-342.
- 22) Rabcewicz, L. Y. : Stability of Tunnels under Rock Load, Water Power,

June, July and August, 1969.

- 23) 足立紀尚・田村 武・八嶋 厚・木村 亮：トンネルの支保効果に関する基礎研究、京都大学防災研究所年報、第25号、B-2, 1982, pp.85-99.
- 24) Pacher, F. : Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues, Felsmesh. Ing. Geol., Suppl., 1964.
- 25) 仲野良紀：膨張性地山の実態、トンネルと地下、Vol.6, No.10, 1975.
- 26) 日本鉄道建設公団：北越北線赤倉ずい道膨張性地質の総合解析、1977.
- 27) 大塚正幸・高野 彬：膨張性泥岩におけるトンネルの挙動と地質特性、土と基礎、Vol.28, No.7, 1980.
- 28) 佐藤 昭ほか：青函トンネルの施工(13)算用師工区、トンネルと地下、Vol.13, No.3 1980.
- 29) 新宮裕也ほか：モンモリロナイトの定量及びモンモリロナイトと盤ぶくれ現象との関連性、水曜会誌、Vol.19, No.8, 1982.

第7章 薄肉柔支保構造

(吹付コンクリート、ロックボルト)の 支保機構に関する実験的研究

第1節 序論

Rabcewicz¹⁾により提唱されたNATM (New Austrian Tunneling Method) はわが国においても適用例が増加している。NATMの特色は以下の3点にまとめられる²⁾。

a) “トンネルはできる限り地山で持たせる。”というトンネル掘削の基本理念に基づき、

b) 地山の強度維持と本覆工への土圧を均等に分布させ、かつ軽減させるべく、“地山は緩めず弾性変形させる”との考えに立脚し、それを達成するため薄肉柔支保構造として吹付コンクリートやロックボルトによるリング構造を素早く構築して、

c) 現場計測によって上記機能の確認と本覆工の施工時期の指示などを行う。

“トンネルはできる限り地山で持たせる”とか“地山は緩めず弾性変形させる”というトンネル掘削の基本理念はけっしてNATMのみの専売特許ではない。これはトンネル工学における長年の経験によって培われてきたものであって、NATMの提唱者は否定するが、NATMの独創性は薄肉柔支保構造として吹付コンクリートやロックボルトを用い、上に述べたトンネル掘削の基本理念を具現化したという工学的意義にあるといえる。

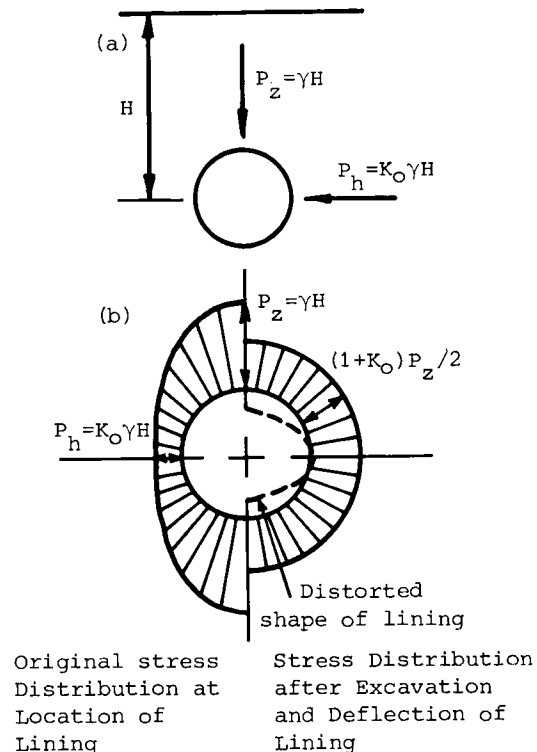


図7-1 仮想覆工の土圧分布と変形
(a) 異方土圧条件
(b) 土圧と変形分布

柔な吹付コンクリート覆工によって反力を与えながら地山が平衡状態に落ち着くまで変形を許すのは“地山を緩めず弾性変形させる”ことである。これによって、吹付コンクリート覆工内に過度の曲げモーメントが発生せず、地山への反力が一様分布になる利点がある。柔なたわみ性覆工では反力が一様に分布し、覆工内部に曲げモーメントが生じないことを、Peck³⁾は図7-1を用いて次のように説明している。図7-1(a)のように鉛直応力と水平応力が異なる地山内にトンネルを掘削するものとする。

a) たわみ性を持ち、圧縮のリング応力には耐える円形リングを周辺地山を乱すことなく押し込む。

b) リング内部には土が残っているから、リングへの作用土圧分布は図7-1(b)の左側半分に示すように一様ではない。

c) 次に、内部の土を取り去ると、たわみ性リングが平衡を保つためには作用土圧が一様とならねばならない。したがって、図の右側半分に示すように鉛直土圧が減少する一方、水平土圧は増加して一様分布となる。このような土圧の再配分によって覆工は図中の点線のように楕円に変形するが、作用土圧は一様となるから、覆工内に曲げモーメントは生じない。

実際、完全なたわみ性覆工はありえないし、また単に力のつり合いのみでは問題は解決しないが、たわみ性覆工の機構を良く説明していると考ええる。

そこで、このような薄肉柔支保構造の効果が実際どのようなものであるかを、地山材料に乾燥したけい砂を用い、吹付コンクリート覆工とロックボルトを紙でモデル化した実験によって定性的説明を行った。さらに、砂質地山にトンネルを掘削したとき、どのように緩み域が発達するかをアルミ棒積層体を地山に用いて調べた。

第2節 実験装置及び実験方法

実験の目的は、リング状の覆工をあらかじめ地中に設ける場合、それが薄い紙であっても効果のあることを示すとともに、“トンネルは地山で持たせる”、すなわち“支保工や覆工は地山の強度維持のための補助工法である”との考え方を明らかに示すことにある。また、特に浅いトンネルで地山を緩めることがいかに危険であるかもアルミ棒積層体による実験で調べた。

2-1 土槽実験

実験には高さ80cm、幅90cm、奥行30cmの土槽と直径8cmの金属円筒を準備し、地山材料として標準フルイ420 μ を未通過分のけい砂を用いた。地山材料に乾燥砂を用いた理由は

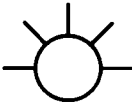


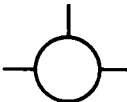

表 7-1 実験に使用した覆工材料（紙）

	Paper type	weight (g/m ²)	thickness (mm)
No.1	Kent paper	154.3	0.180
No.2	tracing paper	60.0	0.058
No.3	tracing paper	50.0	0.050
No.4	tracing paper	40.0	0.045

表 7-2 実験の種類

Test	Supporting Condition	Parameter
A	lining only	lining thickness, overburden
B	lining only + looseness (δ)	looseness, overburden
C	lining + rock bolt	rock bolt length, paste, overburden
D	lining + rock bolt	configuration of rock bolt, overburden

表 7-3 ロックボルトの配置

Basic Type	Type 1	Type 2	Type 3	Type 4
				

粘着力がなく、いわば摩擦性流体ともいえる材料であり、悪い地山条件を表わすためである。

吹付コンクリートとして用いた紙を表7-1に示すが、ロックボルトにはNo.1のケント紙のみを用いた。行った実験の種類は表7-2に示す、A、B、C、Dの4種類である。実験Aは覆工の厚さの違いが地山の安定性にいかに影響するかを調べるもので、紙の厚さを変えて実施した。実験Bは“地山は緩めず弾性変形させる”というトンネル掘削の基本理念を検討するためのもので、トンネル周辺地山にあらかじめ所定の緩みを与えて実施した。実験Cは覆工とロックボルトの相乗効果を調べるもので、覆工にロックボルトをのり付けして行った。実験Dはロックボルトの打設位置の違いによる地山の安定性の相違を調べるもので、実験Cではすべて表7-3の「基本型」を用いたのに対し、その他に4つのタイプについて検討した。なお実験Dではロックボルトの長さをすべて8cmとした。実験の手順は以下のようなものである。

a) 写真7-1(a)のように金属円筒を土槽に挿入する。

b) 実験Aでは図7-2(a)の、また実験C、Dでは図7-2(b)の紙を金属円筒の外側に巻き、紙円筒と前面のガラスの接触面のすき間から砂が漏れるのを防止する

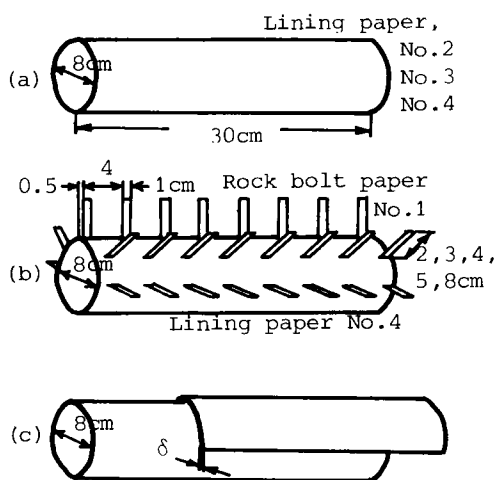


図7-2 覆工とロックボルトの寸法と配置
(a) 実験A、(b) 実験C、(c) 実験B

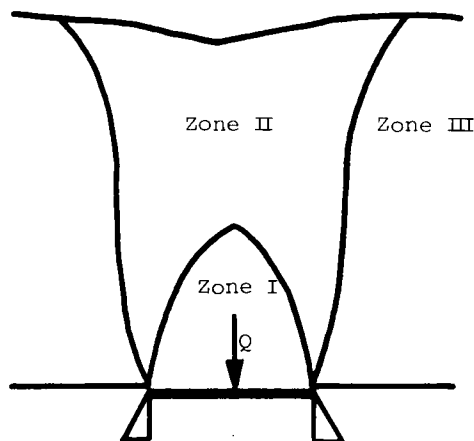
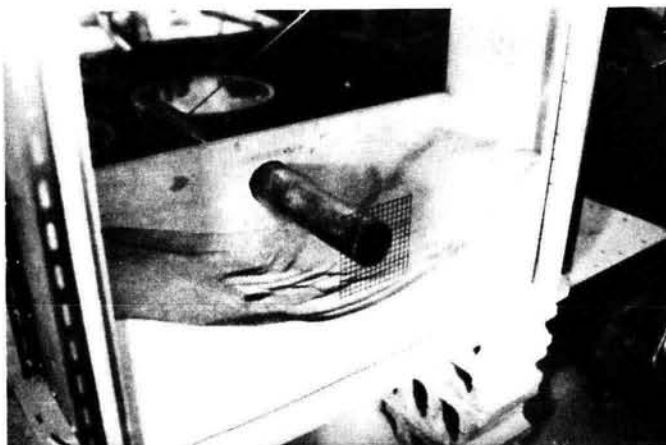
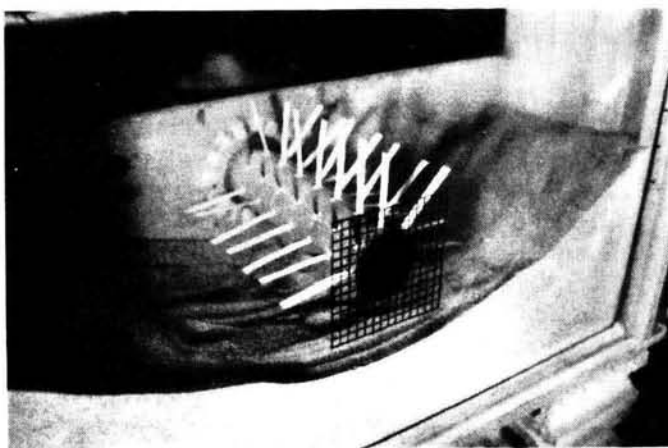


図7-3 1次、2次、静止領域

(a)



(b)



(c)

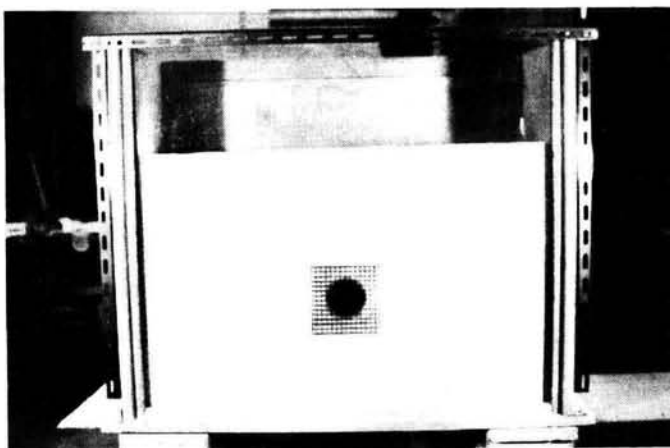


写真7-1 実験手順

ためグリースを一様の厚さに塗る。写真7-1(b)はこの段階の状態を示している。

c) 砂を土槽に入れ、所定のかぶりまで10cm厚さごとに様につき固める。トンネル中心軸からの高さとしての土かぶりは、10cm、15cm、20cm、25cm、30cm、40cm、50cmと変化させた。写真7-1(c)はこの状態を示している。

d) 各土かぶりに対して、金属円筒を引き抜き、トンネルが破壊したときの引き抜き量を記録する。なお実験Bでは図7-2(c)のように厚紙で作製した半円筒を覆工上面にのせておき、金属円筒を引き抜く前に半円筒を引き抜くことでトンネル周辺を緩め、実験した。金属円筒の引き抜き量を以下トンネル掘進長と呼ぶことにする。

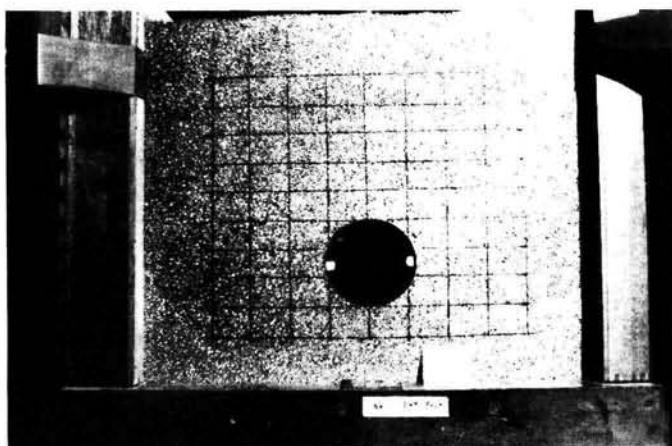


写真7-2 トンネル掘削実験に用いたアルミ棒積層体

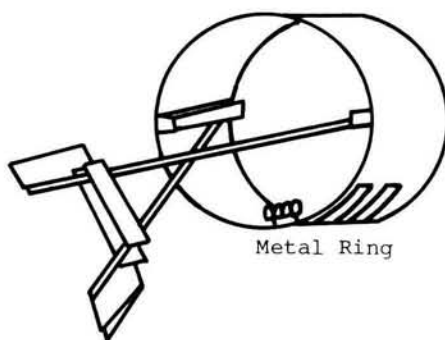


図7-4 収縮可能な金属円筒装置

2-2 アルミ棒積層体実験

村山・松岡⁴⁾はアルミ棒を用いて、降下床による実験を行い、図7-3のように降下床と同一の移動を示す領域Ⅰと領域Ⅱに追従してゆっくり移動する領域Ⅲ、さらに領域Ⅲの外側にあって降下床を降下させても土粒子の移動しない静止領域Ⅳに分けられることを明らかにした。

そこで、降下床が半円形状（トンネルの上部半断面）の場合、領域Ⅰと領域Ⅱの緩み域がどのように発達するかを調べるため、アルミ棒積層体で半円形の降下床で実験した⁵⁾。しかし、この種の降下床実験ではトンネル下部半断面の掘削による周辺地山への影響を解明できないこと、またトンネル壁面のスプリングライン部が変位ゼロの特異点となるなど

の欠点を持つため、今回はアルミ棒積層体地山内に直径可変の金属円筒を埋設しておき、その直径を徐々に収縮させることにより、トンネル掘削をシミュレートした⁶⁾。地山は長さ 5cm のアルミ棒を水平に積み上げ形成するが、積層体は直径 1.6 及び 3.0mm のアルミ棒を重量比 3:2 で混合して準備した。これは標準砂の粒径加積曲線にほぼ平行になる割合である。写真 7-2 はアルミ棒積層体による実験装置である。

トンネルの掘削は金属円筒を収縮させることでシミュレートするが、収縮は図 7-4 に示すような円筒の内壁に添え木を配し、ヒンジで支持した装置によって行った。金属円筒の収縮に伴われる地山の動きは地上に固定されたカメラで、金属円筒を直径 5mm ずつ収縮させる間の変化を同じフィルムに重ね撮りすることによって記録した。すなわち、地山の移動域は不鮮明な画像として写るから、移動域を調べることができる。

第 3 節 実験結果と考察

3-1 土槽実験

図 7-5 は実験 A、すなわち覆工の厚さの違いによる降下を No.2、No.3、No.4 覆工に関して示している。図より求まる知見は、

1) 最も薄い No.4 覆工の場合、トンネル掘進長が 5~7cm でかぶりによらずすべて破壊に至っている。これは村山・松岡 による降下床の実験結果と一致している。すなわち、村山・松岡の実験によると降下床に作用する土圧合力 Q は降下床幅 B によって変化するが、土かぶり D には影響を受けず、さらに土圧合力 Q は図 7-3 の領域 I の土の自重にほぼ等しいことが明らかにされた。

2) 覆工 No.3 では破壊時のトンネル掘進長は増加しており、厚い No.2 となると掘進長は 30cm に達し、トンネルは破壊しない。このように、薄肉柔覆工の効果は明らかで、乾燥砂から成る地山であっても、薄紙覆工のわずかな反力によって地山の安定性を確保できることを示している。

上述の実験 A ではトンネル掘削時にはすでに覆工が地山内にあって、実際のトンネル掘削の過程と異なっている。そこで実験 B は実際のトンネル掘削により近いものとする、さらには“地山は緩めず弾性変形させる”というトンネル掘削の基本理念を検討するため、金属円筒を引き抜く前に所定の緩みを地山に与えて行った。本実験には No.3 覆工を用い、与える緩み量 δ と土かぶりをパラメータにして、緩みがトンネルの安定性に及ぼす影響を調べたが、結果は図 7-6 のようである。図において、ばらつきはあるものの緩み量が大きい程、掘進長は減少してトンネルが不安定となる傾向が現われている。この理由は地山を緩めることで覆工反力が一様とならず覆工内部に曲げモーメントが生じることに

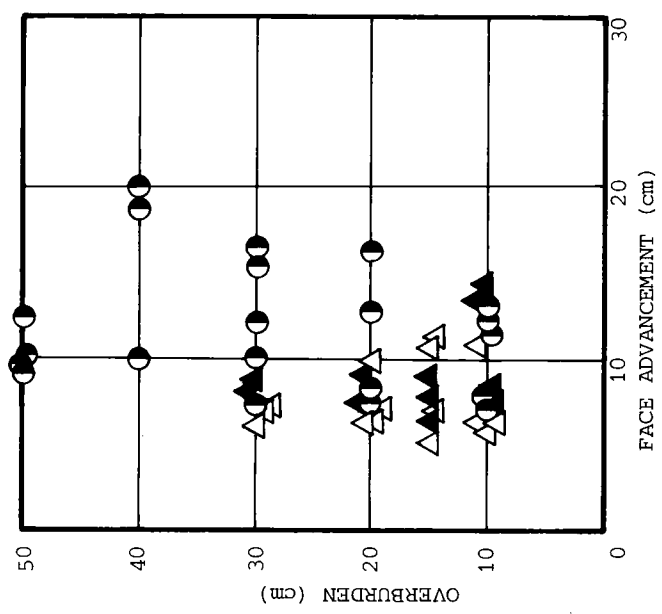


図7-6 実験Bに対する破壊時のトンネル掘進長と土かぶりの関係
 $\triangle \delta = 3\text{mm}$ 、 $\blacktriangle \delta = 1\text{mm}$ 、 $\circ \delta = 0\text{mm}$

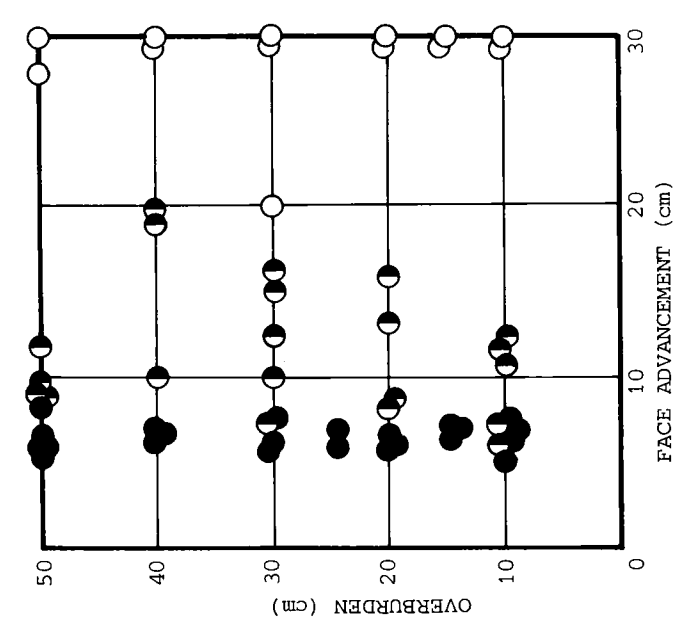


図7-5 実験Aに対する破壊時のトンネル掘進長と土かぶりの関係
 $\circ \text{No. 2}$ 、 $\bullet \text{No. 3}$ 、 $\bullet \text{No. 4}$

ると定性的には考えられるが、さらなる解明が必要な課題である。

さて、実験Cはロックボルトの長さの違いによる支保効果の差を検討する実験であるが、ロックボルトと地山間の付着力の有無による効果の相違についても考察した。

実験に先立ち、図7-7(a)の装置を用いて、ロックボルト用のケント紙と地山材料のけい砂との摩擦係数を幅1cm、長さ8cmのケント紙の両面にのりを塗布した場合と無処理の場合双方に対して引き抜き抵抗を求める要領で調べた。図7-7(b)に $\tau \sim \sigma_n$ 関係で結果を示しており、図中の「―|」は τ の値のばらつきの範囲を、●、○印は平均値を表わしている。図より、のりを塗布することで摩擦抵抗は約2倍となることがわかる。図7-8に実験Cの結果を示すが、これより得られる知見を列挙すると、

1) 無処理のロックボルトはボルト長 $L = 2 \sim 5\text{cm}$ いずれの場合にも、土かぶりが浅い場合を除いて、支保効果は期待できない。

2) のり付のロックボルトは $L = 2, 3\text{cm}$ の短い場合効果がみられないが、 $L = 4, 5\text{cm}$ の場合に局部的に覆工は変状するものの、円筒を30cm引き抜いてもトンネルは安定に保たれる。このことはロックボルトの付着力が効果のあることを示している。

3) 無処理であっても、 $L = 8\text{cm}$ と長い場合には支保効果は明らかである。すなわち、砂質地山の場合、村山・松岡のいう領域I（緩み領域）外に達するロックボルトの打設が有効に作用するものと考えられる。

上述の実験Cは表7-3の基本型でロックボルトの長さを変えて支保効果を検討した。そこで、実験Dではロックボルトの打設方向の違いが支保効果にいかに関与を与えるかを調べるため、表7-3の4つの打設パターンについて、 $L = 8\text{cm}$ を用いて検討した。実験結果は、

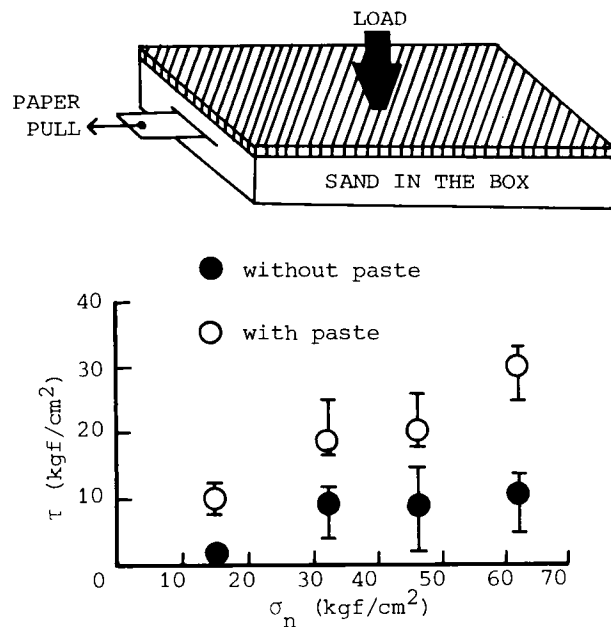


図7-7 (a) ロックボルトに用いた紙と砂の摩擦を計測するための装置
(b) 紙と砂の間の摩擦

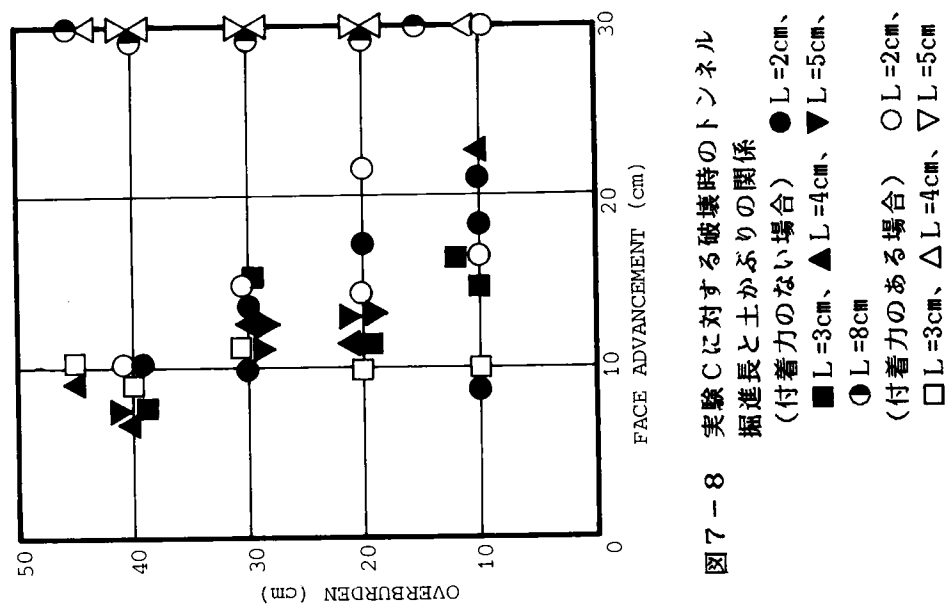


図7-8 実験Cに対する破壊時のトンネル掘進長と土かぶりの関係
(付着力のない場合) ● L=2cm、
■ L=3cm、▲ L=4cm、▼ L=5cm、
⊙ L=8cm
(付着力のある場合) ○ L=2cm、
□ L=3cm、△ L=4cm、▽ L=5cm

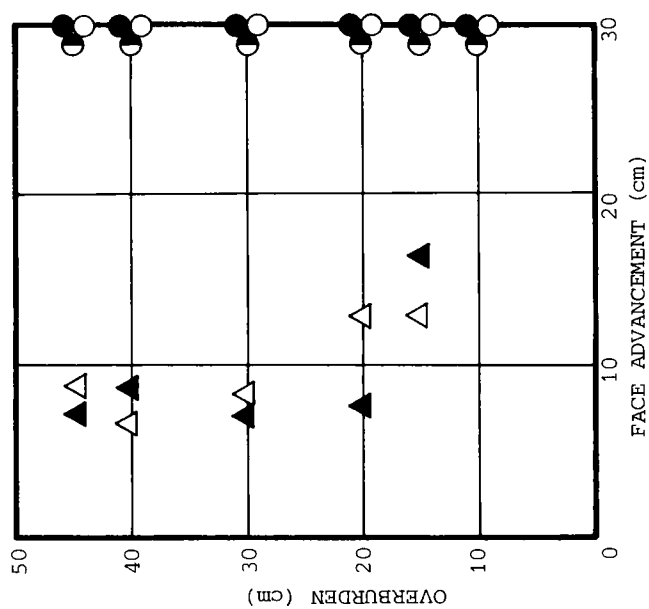


図7-9 実験Dに対する破壊時のトンネル掘進長と土かぶりの関係
● 基本型、○タイプ1、△タイプ2、
▲タイプ3、○タイプ4

図7-9に示すとおりであって、以下の知見が求まる。

1) ロックボルトの打設方向の違いによる支保効果はスプリングライン上方 45° のものが最も有効であって、天端直上方向とスプリングライン上水平方向はほとんど効果がみられない。

2) ロックボルトを天端直上方向に打設しても効果がみられないのは、ロックボルトが緩み域に完全に含まれているためであり、他方スプリングライン上方 45° の打設に効果があるのは緩み領域外にロックボルトが到達していたからであると考えられる。

3-2 アルミ棒積層体実験

図7-10は重ね撮り写真をもとに、金属円筒の収縮に伴って緩み領域がどのように発達するかを図示したものである。図7-10(a)は土かぶり20cm、図7-10(b)は土かぶり30cmの場合であり、図中の点線は金属円筒の収縮の様子を表わしている。図より得られる知見は、

1) 緩み領域はまず天端よりトンネル壁面をおおうように生じ、急速に上方に発達するとともにスプリングラインの下方にまで及ぶ。

2) 図7-10(a)で明らかなように、土かぶりが小さい場合は緩み領域は地表面にまで達するが、図7-10(b)のように土かぶりが増加すると緩み領域は逆に縮小するという興味ある事実を示している。

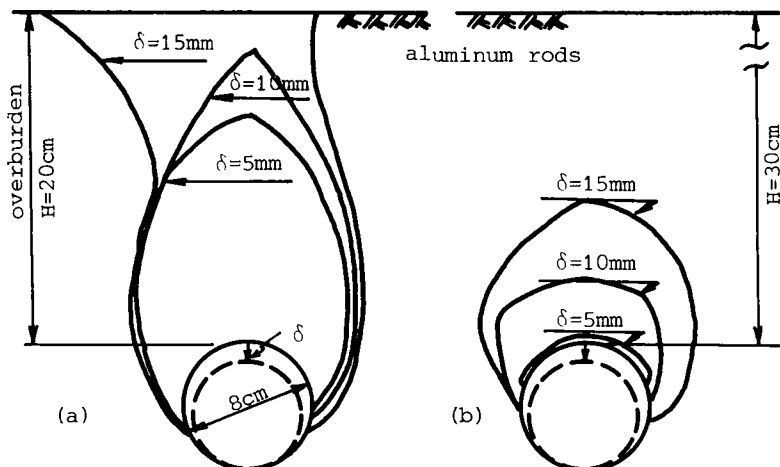


図7-10 アルミ棒積層体地山中の緩み領域の発達

第4節 結論

本研究では、地山材料に乾燥したけい砂を用い、吹付コンクリートとロックボルトを薄紙でモデル化した実験を行うことにより、それら柔支保構造の効果とトンネル土圧の作用機構の定性的な解明を試みた。この実験を通して得られた結論は以下のようである。

- (1) トンネルの掘進長はかぶりによらない。
- (2) 覆工が厚いほど掘進長は増加する。
- (3) 地山を緩めると掘進長は減少する。
- (4) ロックボルトは長いほど有効である。
- (5) ロックボルトと地山との付着力はトンネルの安定に対して有効である。
- (6) ロックボルトの支保効果は、ロックボルトが緩み領域外にまで達していれば有効であるが、緩み領域内に留るものは有効に作用しない。

(7) (6)との関連において、ロックボルトは斜め上方に打設するのが効果が大きい。

次いで、トンネル掘削に伴う緩み領域の発達の様子を明らかにするため、アルミ棒積層体を用いてトンネル掘削シミュレーション実験を行った。それによる結論は、

(8) 緩み領域は天端上方に急速に発達し、ついにはスプリングライン下方にまで及ぶ。

(9) 土かぶりが浅いと緩み領域は地表面にまで達するが、土かぶりが増すと緩み領域は逆に縮小する。

本研究はトンネル掘削による定性的な地山の变形挙動のみを考慮しており、定量的な地山の变位量とか地山内の応力については論及していない。したがって、吹付コンクリートやロックボルトの設計指針を確立するためには、本研究で得られた結果に基づいて、覆工と地山の相互作用を含めた力学挙動を正しく説明できる解析手法を開発する必要がある。

参考文献

- 1) Rabcewicz, L.Y. : Stability of Tunnels under Rock Load, Water Power, June, July and August, 1969.
- 2) 足立紀尚：トンネルにおける実施例、動態観測の活用－情報と施工－、土木学会関西支部、1977.、pp.83-104.
- 3) Peck, R.B. : Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, 7th Int. Conf., Soil Mech. Found. Eng., State of the arts volume, Mexico, 1969, pp.225-290.
- 4) 村山朔郎・松岡 元：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究、土木学会論文報告集、No.187, 1974, pp.95-108.

- 5) 足立紀尚・田村 武・八嶋 厚・木村 亮：トンネルの支保効果に関する基礎研究、京都大学防災研究所年報、第25号B、1982. Ⅲ、pp.85-99.
- 6) 足立紀尚・八嶋 厚・上野 洋：トンネルの支保効果に関する研究、京都大学防災研究所年報、第26号B、1983. Ⅲ、pp.45-50.

第8章 砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究

第1節 序論

NATMの導入を契機にトンネルの現場計測や有限要素法が日常的なものとなった。広く計測が行われ、資料は山積しているものの地山の挙動をどの程度把握し、計測結果がどれ程活用されているのであろうか。また、解析結果も氾濫しているが、的確に地山の挙動をモンタージュしているものであろうか。

計測を有意なものとするためにも、設計手法を確立するためにも、トンネル掘削による地山の挙動を正しく把握して、挙動を説明できる解析手法を適用することが大切である。

都市トンネルはもとより、山岳トンネルにおいても、土砂トンネルが増加している。かぶりの浅い場合、近接する既設構造物への影響を知ることからも、掘削による地山の挙動を正しく予測することが必要となっている。

村山¹⁾、村山・松岡²⁾は砂質地山トンネルの挙動を解明するため、アルミ棒積層体で地山をモデル化して、降下床実験を行った。その結果、図8-1に示すように降下床と同一の移動を呈する Zone-I と Zone-I に追従して移動する Zone-II、及び Zone-II の外側にあつて移動しない Zone-IIIに分かれることを明らかにした。このことは変位の生じる領域と変位の生じない領域の存在、すなわち変位の不連続の境界のあることを意味している。

しかしながら、降下床による実験においては、トンネル下部半断面の掘削による周辺地山への影響を調べられないこと、固定板と降下床の接点に変位の特異点となることの欠点を持っている。そこで、第7章では直径可変の金属円筒をアルミ棒積層体地山内にあらかじめ埋設しておき、徐々に直径を縮小させてトンネル掘削をシミュレートし、緩み領域がどのように進展するかを調べた。

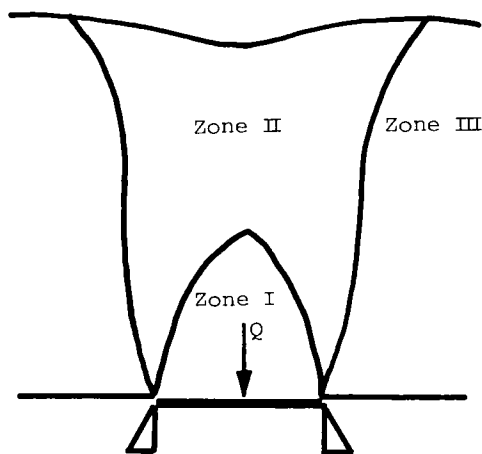


図8-1 1次、2次、静止領域

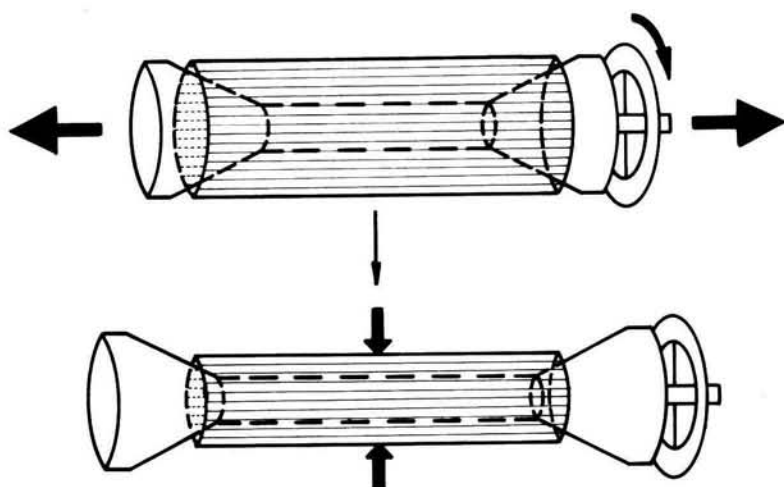


図8-2 トンネル掘削シミュレーション装置

かぶりが浅いと緩み領域が地表面にまで達するが、かぶりが増加すると緩み領域は逆に縮小することを明らかにした。

本研究は改良型の直径可変装置を用いて、より詳細に地山内の変位挙動を調べる室内モデル実験を実施するとともに、トンネル掘削によって地山内に生じる不連続的な変位挙動を説明し得る解析手法を検討するため、弾塑性要素とジョイント要素を用いた2種類の有限要素解析を行って、解析手法の適否を考察したものである。

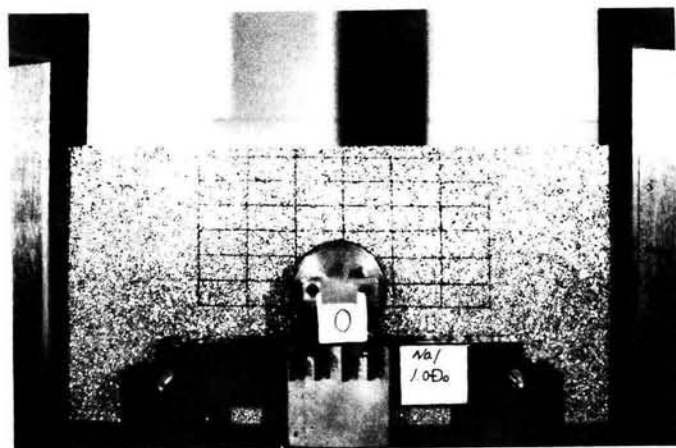


写真8-1 トンネル掘削実験に用いたアルミ棒積層体

第2節 実験方法と実験結果

本実験は、村山¹⁾、村山・松岡²⁾の研究を踏襲して、砂質地山トンネルの掘削による地山内の変位挙動を調べ、下記の諸点に対する基礎資料を求めるためのものである。

a) グランドアーチが形成されない浅いトンネルとグランドアーチが形成される深いトンネルを区別するかぶり厚の境界を検討する。

b) 砂質地山トンネルの現場計測結果の評価に供するため、かぶりによる変位分布の差異を明らかにする。

c) 地山の変位挙動を適切に記述し得る解析手法の検討に供する資料を与える。

地山は長さ 5cm、直径 1.6mm 及び 3.0mm のアルミ棒を重量比 3:2 で混合したものを積み上げて準備する²⁾。トンネル掘削シミュレーション装置は図 8-2 に示すように直径 8cm で、ハンドルを回転すると直径が縮小するように設計されている。

実験はまず写真 8-1 に示す幅 50cm の枠内に、下端から 20cm にトンネル掘削シミュレーション装置の中心軸が位置するように置き、トンネル天端からのかぶりとして所定の高さまでアルミ棒を積む。その後、トンネルの直径を徐々に縮小させ、地山内の変位挙動を写真で記録する。本研究で用いたかぶり高さは 1 Do (8cm)、2 Do (16cm)、3 Do (24cm) 及び 4 Do (32cm) の 4 種である。なお、ここに Do は初期のトンネル直径である。

図 8-3 はかぶりの浅い場合 ($H = 1 \text{ Do}$, 8cm) を例に、トンネル半径を δ_R だけ縮小したとき、 $\delta = 2\text{mm}$ の等変位線がいかに拡大していくかを示している。これより、トンネル径の縮小に伴なわれ大きな変位を示す領域が天端上方に向かって急速に拡大し、 $\delta_R = 3.3\text{mm}$ では $\delta = 2.0\text{mm}$ の等変位線が地表面にまで達することがわかる。なお、 $\delta_R = 1.7\text{mm}$ で、 $\delta = 2.0\text{mm}$ の変位を生ずるのは、トンネル壁面に沿って上部のアルミ棒が下方に廻り込むためである。

図 8-4 (a), (b), (c), (d) はかぶり $H = 1 \text{ Do}$, 2 Do , 3 Do 及び 4 Do において、トンネルの直径を $\delta_D = 10\text{mm}$ 縮小したときの地山内の変位挙動を示している。各図の左半分には地表

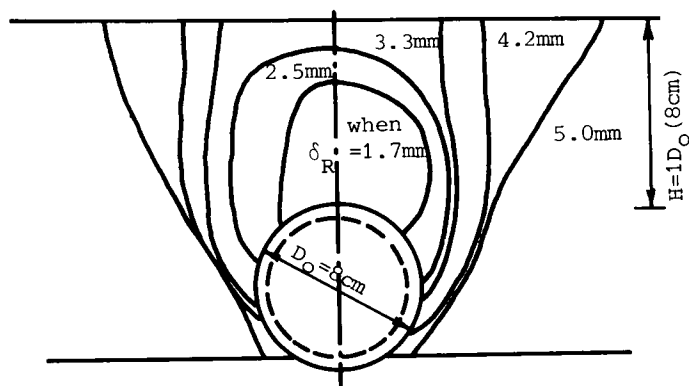
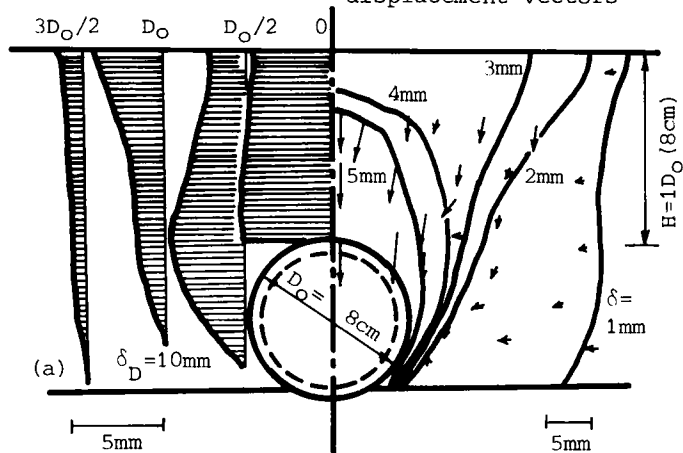


図 8-3 トンネル直径の収縮に伴う $\delta = 2\text{mm}$ の等変位線の拡大の様子

Distribution of
vertical displacement

Equi-displacement
contour lines and
displacement vectors



Distribution of
vertical displacement

Equi-displacement
contour lines and
displacement vectors

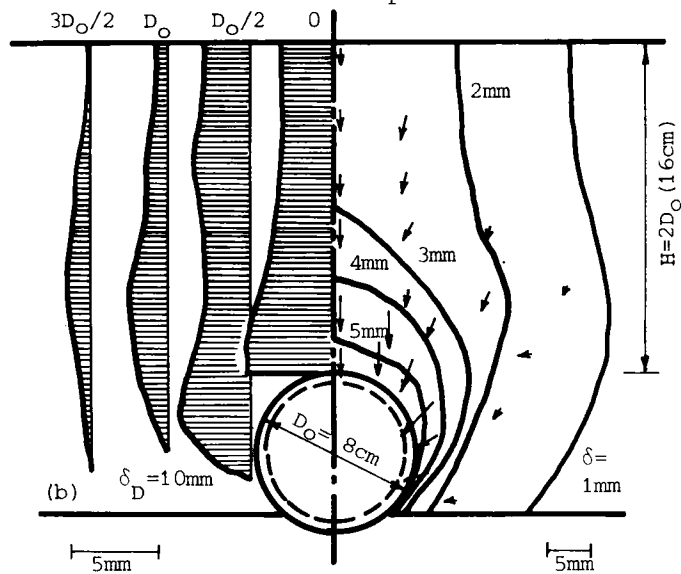


図 8-4 実験結果（鉛直変位、等変位線および変位ベクトル） (a) $H = 1 D_o$ 、(b) $H = 2 D_o$

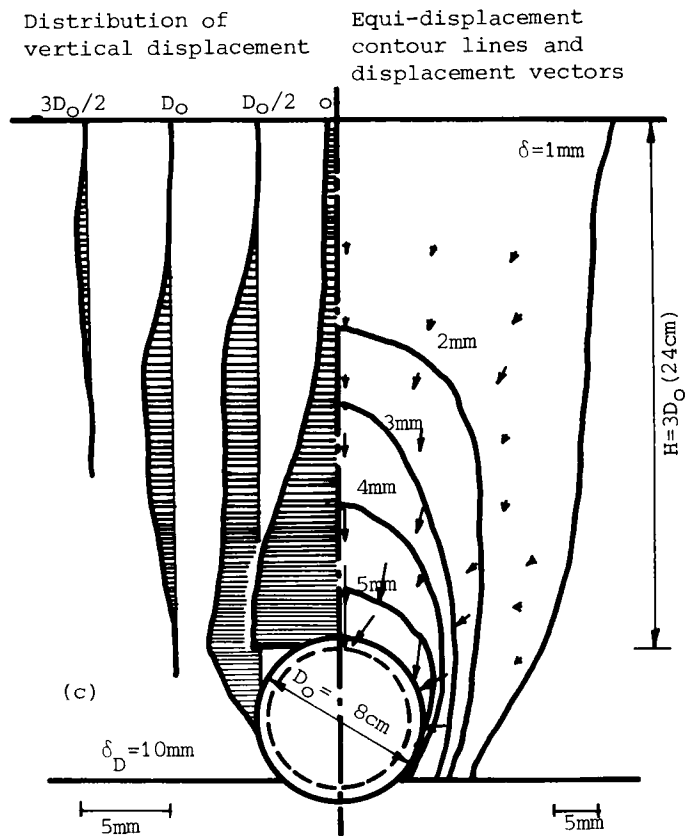


図 8-4 実験結果（鉛直変位、等変位線および変位ベクトル） (c) $H = 3D_o$

から行う多層沈下計による計測に対応するものとして、トンネル中心軸直線上とそれから $D_o/2, D_o$ 及び $3D_o/2$ だけ離れた地山内の鉛直方向変位の分布を与えている。一方、右半分には変位ベクトルと変位の絶対値に関する等変位線を与えている。これらの図から得られる知見は、

1) かぶりが浅い場合 ($H = 1D_o$)、天端直上の鉛直変位はほぼ一様に分布しており、全体が一様に沈下するがごとき挙動を示すが、他方深い場合 ($H = 4D_o$) ではトンネル周辺のみで大きな変位を示す分布となる。

2) かぶりが浅いと大きな変位が地表面にまで及ぶが、大きな変位を示す領域（例えば

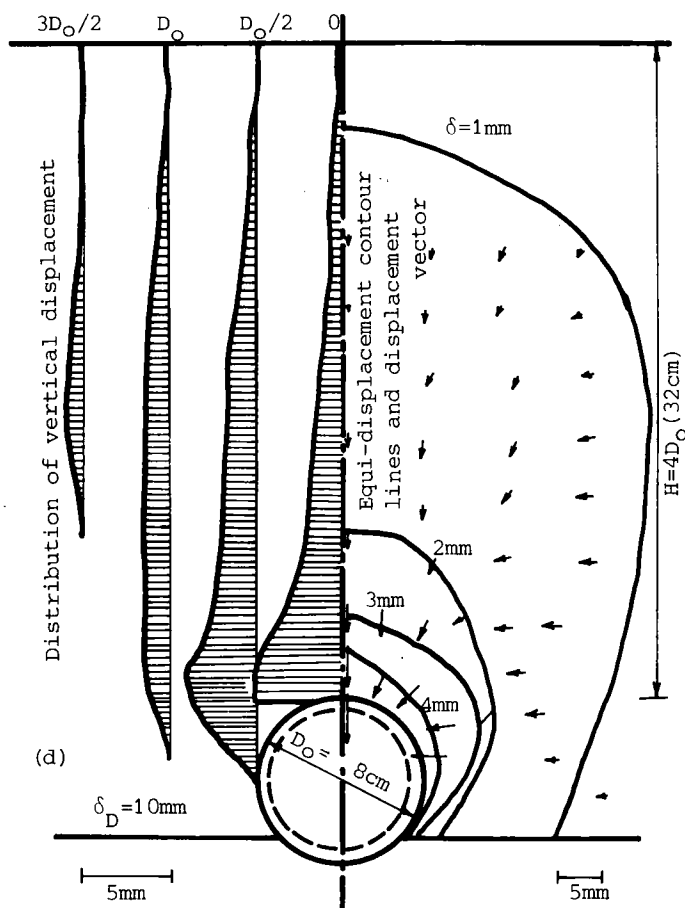


図8-4 実験結果（鉛直変位、等変位線および変位ベクトル） (d) $H = 4 D_o$

$\delta = 3\text{mm}$)は一部に逆転もみられるものの、かぶりが深くなると縮小する。

より明確にb)の事実を示すため、 $\delta_D = 10\text{mm}$ において $\delta = 2.5\text{mm}$ 以上の変位が生じる領域を図8-5に示している。図の左半分には深い場合 ($H = 4 D_o (32\text{cm})$)を、右半分には浅い場合 ($H = 1 D_o (8\text{cm})$)を与えている。この図において、同じ大きさの変位を生じる領域はかぶりが深くなると縮小することが明らかである。

以上、要するにトンネル壁面で等しい変位が生じる場合、かぶりが浅いとグラウンドアーチが形成されず地表面にまで大きな変位が伝達されるが、深い場合にはグラウンドアーチ

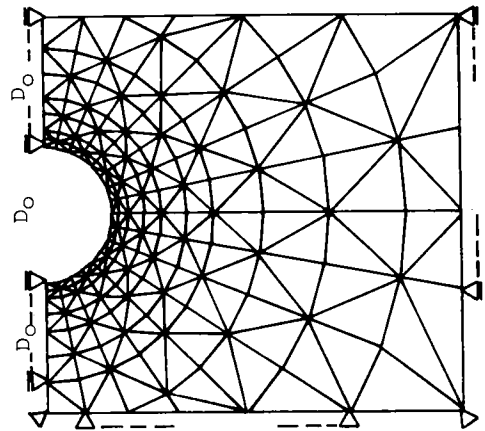
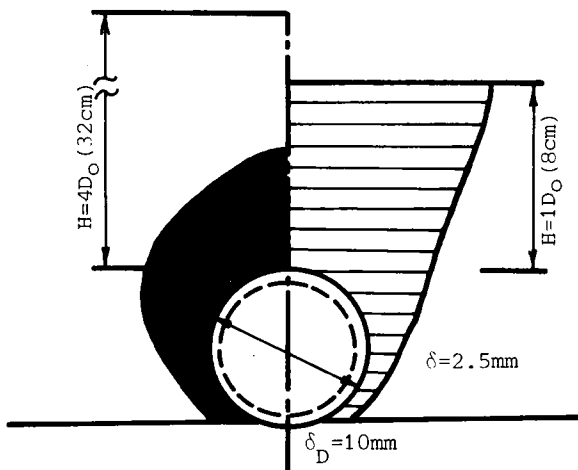


図 8-5 実験結果 ($\delta = 2.5\text{mm}$ の等変位線) 図 8-6 有限要素メッシュ ($H = 1D_o$)

の形成によって地表面にはわずかな変位しか伝達されないと結論づけられる。また、浅いトンネルと深いトンネルを区分する境界は、図 8-4 をみる限りにおいて、かぶりが $2D_o \sim 3D_o$ の間にあるといえる。

第 3 節 解析手法

アルミ棒積層体地山を用いた実験結果をどのような解析であればより良く説明できるかを比較検討するため、弾塑性体要素を用いた解析と Goodman⁴⁾ のジョイント要素を用いた解析を行った。なお、実験が二次元であるから、二次元平面ひずみ問題として扱った。

3-1 弾塑性体要素を用いた解析

解析には図 8-6 に示すような有限要素分割を用いたが、なお図 8-6 は $H = 1D_o$ (8 cm) のかぶりに対するものである。

初期応力状態は重力場で、かつ異方的であるとし、土かぶり圧と静止土圧係数 K_o で表わされると仮定した。トンネル掘削シミュレーション装置によるトンネル径の縮小はトンネル壁面の各接点に δ_R (半径変位量) を強制的に与えることでモデル化した。解析の価値は予測能力を持つかどうかにあるとの立場から、二軸圧縮せん断試験等で求めた

表 8-1 に示すアルミ棒積層体の力学諸量を解析に直接用いている。

アルミ棒積層体の塑性構成式は 式(8-1) で表わされる、Drucker・Prager⁵⁾ の降伏関数と Associated flow rule を適用して求めるものであるとした。

$$f(J_2, \sigma_m) = \sqrt{J_2} - 3\alpha\sigma_m \quad (8-1)$$

ここに、 J_2 は偏差応力 S_{ij} ($=\sigma_{ij} - \sigma_{kk}\delta_{ij}/3$ 、 σ_{ij} は応力テンソル、 $\sigma_{kk} = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}$ 、 δ_{ij} はクロネッカーのデルタ) の第 2 不変量、 σ_m ($=\sigma_{kk}/3$) は平均応力、 α は $\sin\phi / \sqrt{9 + 3\sin^2\phi}$ (ϕ は内部摩擦角) である。

なお、ヤング率は平均応力の関数とし、ポアソン比は $1/3$ を用いた。

3-2 ジョイント要素を用いた解析

地盤内に生じるすべり面などの不連続的変位挙動を解析でいかに表現するかは大切な問題である。不連続的変位・運動現象を記述しようとする数値解析モデルには、

Goodman⁴⁾ のジョイント要素の他、破壊面の発生、局所的なすべりや引張り破壊の生じる系の挙動解析を目的とした川井⁶⁾ の剛体ばねモデル、岩盤ブロックの分離後の崩壊など運動学的な挙動を説明する、Cundall⁷⁾ の個別要素法、さらには破壊した要素にジョイント要素を組み込み進行性破壊現象を表現しようとする川本⁸⁾ の方法などがある。砂質地山トンネルでは不連続的変位挙動、すなわちすべり面が生ずるから、すべり線法かそれに準ずるような解析手法の適用が考えられる。これらのことや材料物性をより直接的に解析に導入でき、さらに有限要素法の枠組内で扱えることなどによって

Goodman⁴⁾ のジョイント要素を用いることにした。

弾塑性体要素を用いる解析と同様、本解析においても図 8-6 に示すような要素分割を用いるが、三角形要素の周囲にはすべてジョイント要素を配置してある。また、一群のジョイント要素はトンネル壁面で掘削時に生じる最大主応力 σ_θ 作用方向と $(45^\circ - \phi/2)$ の角度で交わり、地山内へは放物線状で伸展させるように選んである。

三角形要素は弾性的にのみ挙動し、ジョイント要素は弾-完全塑性的挙動を示すものと

表 8-1 解析に用いた材料定数

	Aluminum
Unit Weight γ (gf/cm ³)	2.18
Young's Modulus E (gf/cm ²)	$500 + 10^2 \sigma_m$
Poisson's Ratio ν	1/3
Cohesive Strength c (gf/cm ²)	0
Internal Friction Angle ϕ (°)	30
Coefficient of Earth Pressure at Rest K_0	0.5

仮定する。垂直方向に関するジョイント要素の構成関係は垂直ひずみが負（はく離）の場合応力は伝達されず、他方、正（接触）の場合応力とひずみがばね定数 k_n をもつ線形関係式として与えられるものである。せん断方向に関しては作用せん断応力の絶対値 $|\tau|$ が降伏応力 $|\tau_y|$ に達するとすべりが生じ、それ以下であるとせん断ばね係数 k_s をもつ線形弾性体として挙動するものとする。垂直方向にはく離が生ずるときは当然せん断応力も伝達されない。

降伏応力 τ_y は接触状態 ($\sigma_n \geq 0$) においてはMohr-Coulombの降伏規準を、はく離状態 ($\sigma_n < 0$) においては零とすることによって次式で与えられるとする。

$$\tau_y = c + \sigma_n \tan \phi \quad \text{接触} (\sigma_n \geq 0)$$

$$\tau_y = 0 \quad \text{はく離} (\sigma_n < 0)$$

ここに、 c 、 ϕ はジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角であって、アルミ棒積層体では表8-1に与えているように、 $c=0$ 、 $\phi=30^\circ$ である。

ばね定数 k_n 、 k_s はジョイント要素の垂直及びせん断方向の弾性変形に対する係数であるが、ジョイントは論理上厚さのない面であるから変位量は零であるべきことから極めて大きな値を用いるのが望ましい。しかし、極端に大きな値とすると数値解析上桁落ち、あるいは収束が困難になるなどの不都合がある。そこで、ここでは三角形要素のヤング率 E の10倍程度となるような k_n 、 k_s を用いた。なお、予備の数値解析において、ジョイント要素のばね定数が系全体の応答に及ぼす影響は小さく、上記程度のばね定数であれば問題のないことを確認している。

第4節 解析結果と考察

かぶり $H=1D_0$ 及び $4D_0$ の実験結果（図8-4(a),(d)）に対応する弾塑性体要素解析結果を図8-7(a),(b)に、ジョイント要素解析結果を図8-8(a),(b)に与えている。実験結果と解析結果の比較において求まる知見は、

- 1) かぶりが浅い場合 ($H=1D_0$) には地表面にまで達する大きな変位挙動をジョイント要素解析の方が良く説明でき、等変位線の形状、広がりも実験結果に近い。
- 2) かぶりが深い場合 ($H=4D_0$) では大きな変位が地表面にまで伝達されないという挙動をジョイント要素解析では良く表現しており、等変位線の形状、広がりも実験結果に近い。

図8-9は図8-5の実験結果に対応する双方の解析結果を示している。これらはトンネルの直径を $\delta_D=10\text{mm}$ だけ縮小したとき、 2.5mm 以上の変位 δ が生じる領域を示す図であり、かぶりの浅い場合も深い場合もジョイント要素解析が実験結果を良く説明し

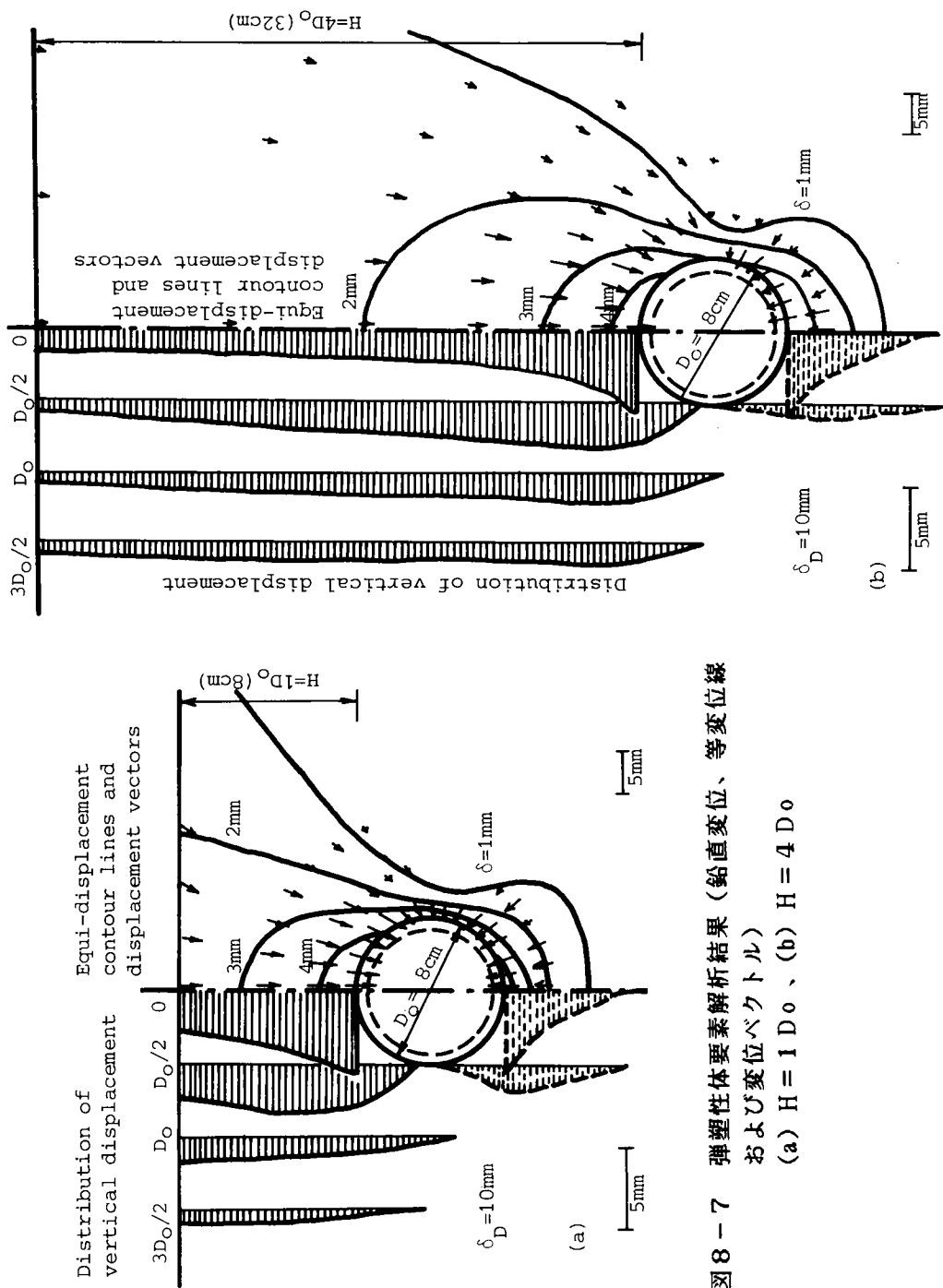


図8-7 弾塑性体要素解析結果（鉛直変位、等変位線および変位ベクトル）
(a) $H = 1 D_0$ 、(b) $H = 4 D_0$

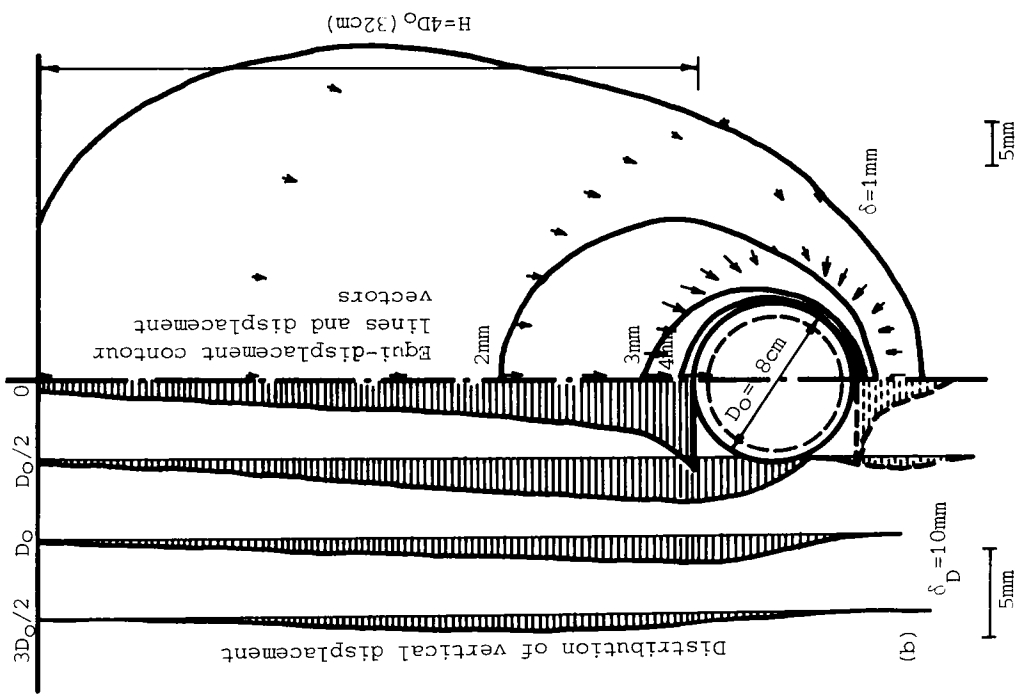
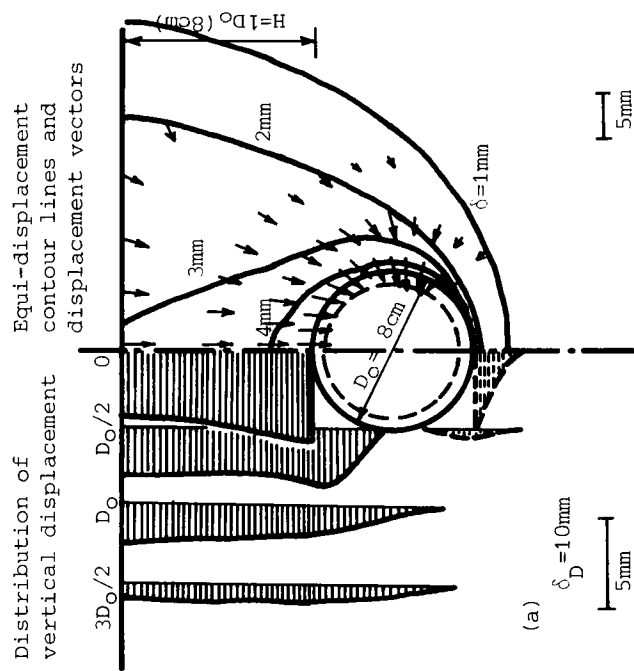


図 8-8 ジョイント要素解析結果 (鉛直変位、等変位線および変位ベクトル)
(a) $H = 1D_0$ 、(b) $H = 4D_0$

ていることがわかる。

図8-10は地表面の沈下量とその分布形状を比較して示す図であって、かぶりの浅い場合、深い場合の沈下量の大きさの違いをジョイント要素解析の方が良く表現できている。

図8-11(a),(b)は図8-7及び図8-8に示す解析において、かぶり $H = 1D_o$ と

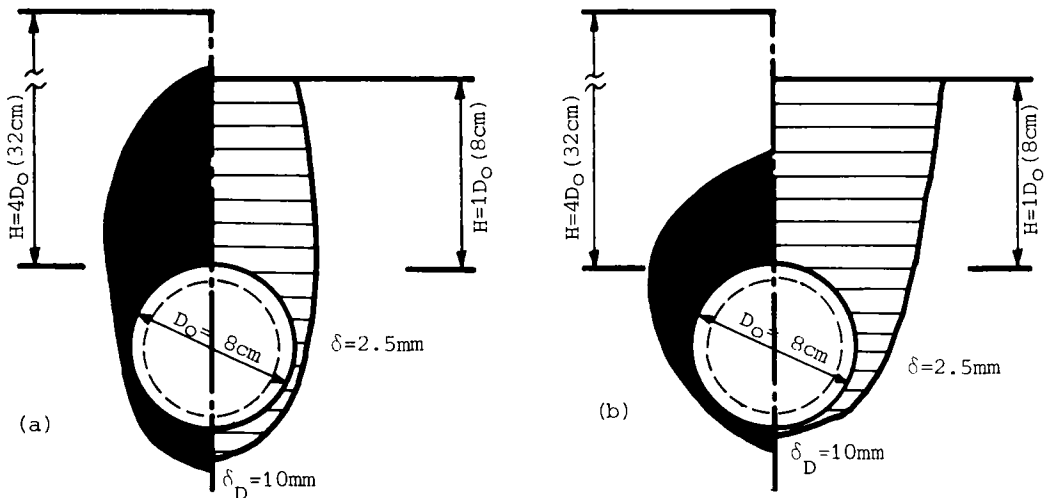


図8-9 解析結果 ($\delta = 2.5\text{mm}$ の等変位線)

(a) 弾塑性体要素解析

(b) ジョイント要素解析

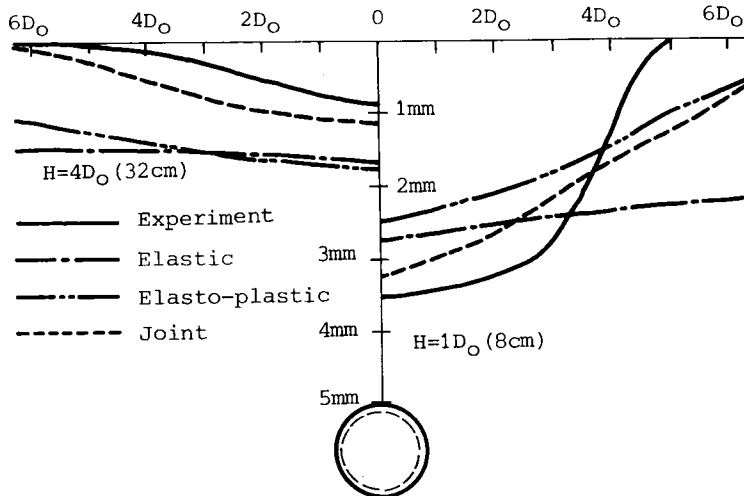


図8-10 実験結果と解析結果 (特に地表面沈下に対して)

4 D₀ に対する塑性化した領域（弾塑性体要素解析）と塑性化したジョイント要素（ジョイント要素解析）を示している。塑性化したジョイント要素はかぶりが浅い場合には地表面まで達するが、深い場合にはトンネル周辺に限られ、実験でみられる挙動を良くモニターしていると推定できるが、弾塑性体要素解析による塑性化した領域は広範囲に渡って生じ、特に深い場合には最小主応力が負、すなわち引張りによる塑性化域が遠くにまで生じ、砂質地山トンネルの挙動を的確に表現していないと判定される。

このように、砂質地山トンネルの挙動解析におけるジョイント要素解析の優位性は明らかである。しかしながら、従来主に岩盤の節理等のモデル化に用いるジョイント要素が、い

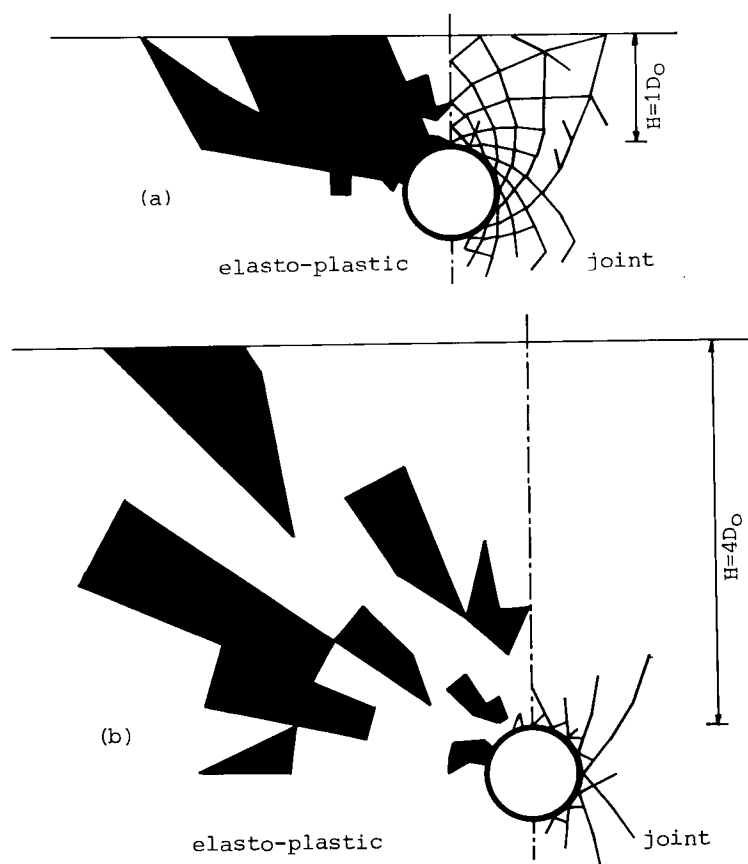
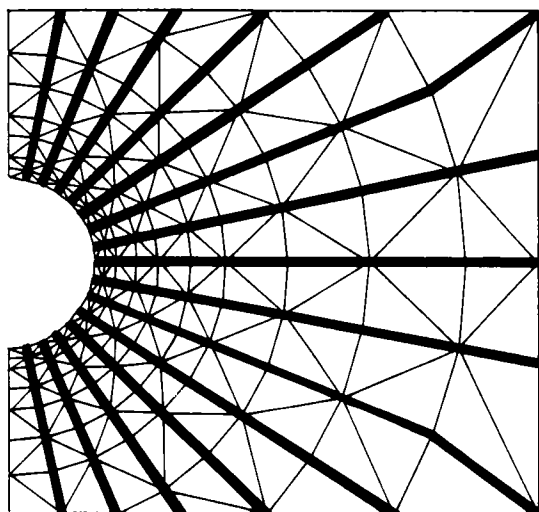


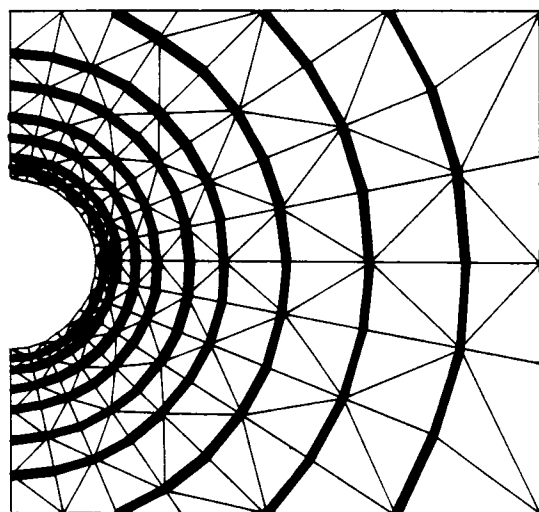
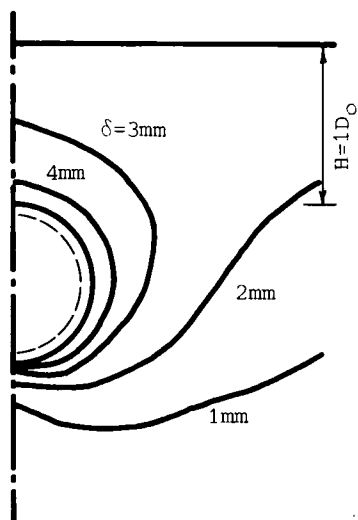
図8-11 弾塑性体要素解析とジョイント要素解析
における塑性領域の拡大の様子
(a) $H = 1 D_0$ 、(b) $H = 4 D_0$

かなる機構をとおしてアルミ棒積層体のような粒状体でも効果的であるのかを検討する必要がある。

そこで、ジョイント要素の配置及び方向が解析結果にどのように影響するかを調べるた



(a) 配置 - 1



(b) 配置 - 2

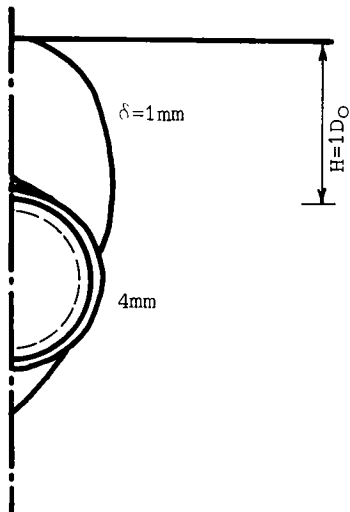
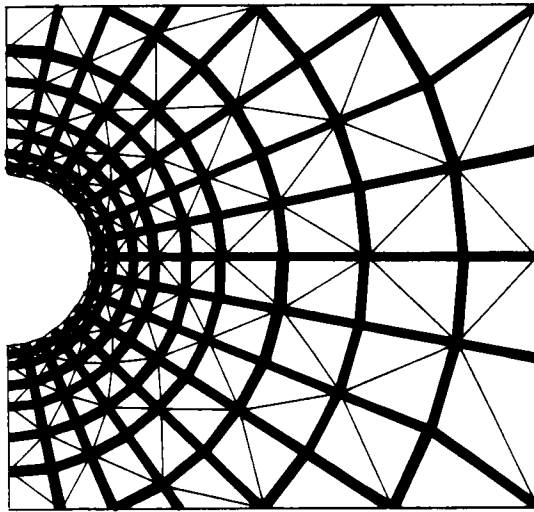
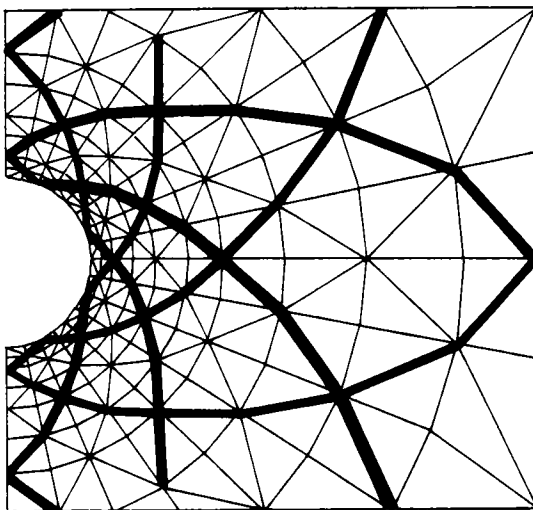
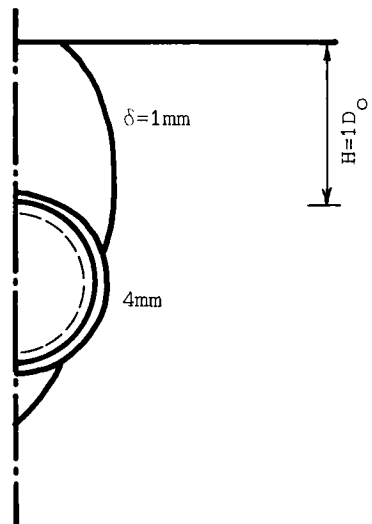


図 8 - 1 2 ジョイント要素の配置が解析結果に及ぼす影響
(等変位線について、 $H = 1 D_o$)

めに、図8-6のメッシュを用いた図8-8(a)に示す解析に加えて、図8-12に与えた5種類のジョイント要素の配置に対して $H = 1 D_0$ の解析を行った。なお、図中の太線がジョイント要素を表わしている。配置-1はトンネルに対して放射状にジョイント要素



(c) 配置-3



(d) 配置-4

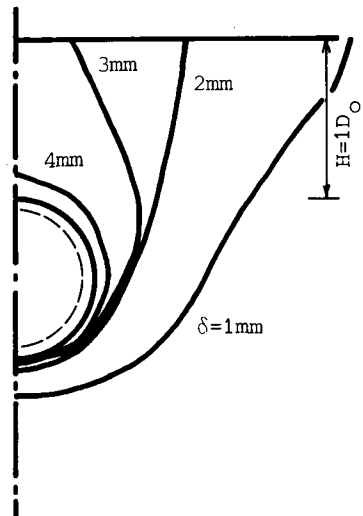


図8-12 ジョイント要素の配置が解析結果に及ぼす影響
(等変位線について、 $H = 1 D_0$)

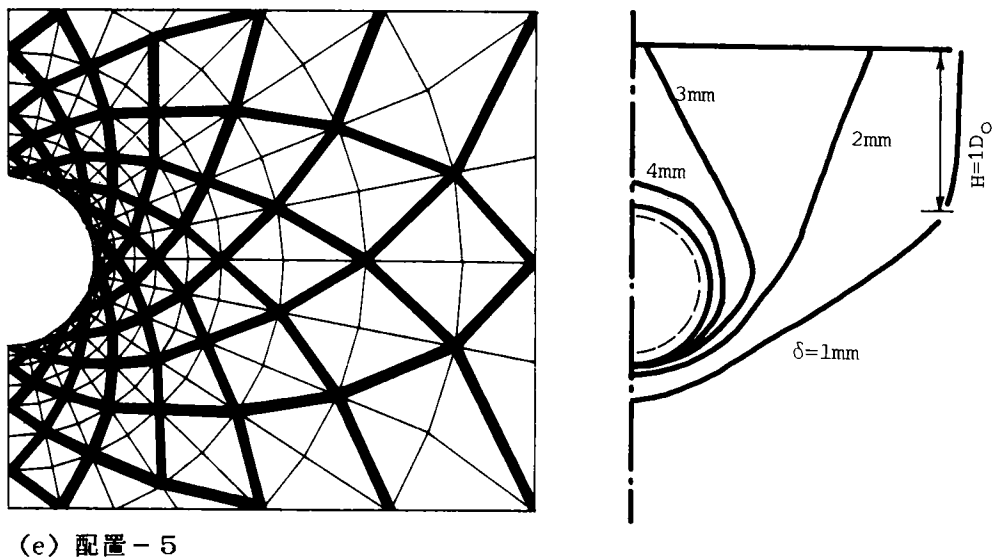


図8-12 ジョイント要素の配置が解析結果に及ぼす影響
(等変位線について、 $H = 1 D_0$)

素を配したものの、配置-2は環状に、配置-3は配置-1と配置-2を重ね合わせたものである。他方、配置-4及び配置-5はジョイント要素群が、トンネル壁面と $(45^\circ - \phi/2)$ の角度で交わって、地山内には放射線的に配されており、配置-4は配置-5に比較してかなり雑な配置となっている。

各配置に対する解析結果は各図の右半分に与えてある。これは図8-4(a)の実験結果に対応するもので、かぶり $H = 1 D_0$ でトンネル直径を $\delta_D = 10\text{mm}$ 縮小したときの地山内の等変位線である。

配置-1では $\delta_D = 10\text{mm}$ の縮小に対して全てのジョイント要素は弾性状態を保つ単なる弾性体の解析結果となって、トンネル側方の遠方にまで変位が生じる解を得る。配置-2と3の解析結果はほとんど同じであって、トンネル壁面に最も近い環状に配したジョイント要素が降伏してはく離するため、それより遠方にはわずかな変位しか伝達されない。なお、配置-3は石積のアーチ橋が安定していることを示すものであり、解析するまでもなくここでの解析に適合していないことは明らかである。

放射線形状にジョイント要素を配した、配置-4及び5では、図8-8(a)とほぼ同様

の結果を与えており、このような配置であれば砂質トンネルの挙動解析に有効であることがわかる。

以上をまとめると、砂質地山トンネルの変形挙動解析には地山内に生じる不連続的変位挙動を記述できるものであることが大切であって、連続体力学に立つ構成式と境界値問題の解析が必ずしも地盤の力学挙動を常に適切に記述できるものではないことを認識すべきである。

第5節 結論

トンネル掘削に伴なわれる砂質地山の変形挙動を解明するため、アルミ棒積層体地山を用いた室内モデル実験を行い、さらにその実験事実を説明できる解析手法を確立するため2種の解析を行って検討した。本研究を通して得られた知見は、

(1) かぶりが浅い場合、天端直上の地山内の鉛直変位は深さによらずほぼ同じ大きさで分布して全体が平行移動をするがごとき沈下挙動を示す。他方、深い場合には、トンネル周辺のみで大きな変位を示す分布となる。

(2) かぶりが浅い場合、地表面にまで大きな変位が生じる。しかし、かぶりが深くなるに従って大きな変位を示す領域は縮小する。

(3) 厳密に浅いトンネルと深いトンネルを区別するのは容易ではないが、図8-4の実験結果をみる限りにおいては、 $H = 2D_0 \sim 3D_0$ の間に境界がありそうである。

(4) アルミ棒積層体を用いた上記の実験結果を弾塑性体要素解析に比較して、ジョイント要素解析の方が良く説明できる。なお、ジョイント要素の配置等は検討したが、より定量的に説明できる解析手法確立にはさらなる工夫が必要であろう。

参考文献

- 1) 村山朔郎：砂層内局部沈下部にかかる垂直土圧、京都大学防災研究所年報、第11号、1968, pp.123-138.
- 2) 村山朔郎・松岡 元：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究、土木学会論文報告集、No.187, 1974, pp.95-108.
- 3) 足立紀尚・田村 武・八嶋 厚：薄肉柔支保構造（吹付コンクリート、ロックボルト）の支保機構に関する実験的研究、土木学会論文報告集、No.258, III-3, 1985.
- 4) Goodman, R. E. and St. John, C. : Finite Element Analysis for Discontinuous Rocks, Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Desai, C. S. and Christian, J. T., Eds., McGraw-Hill, New York, 1977, pp.148-175.

- 5) Drucker, D.C. and Prager, W. : Soil Mechanics and Plasticity Analysis in Limit Design, Quart. Appl. Math., Vol.10, 1952, pp.157-162.
- 6) 川井忠彦：物理モデルによる連続体諸問題の解析、東京大学生産技術研究所セミナー・テキスト（コース・57）、1980.
- 7) Cundall, P.A. : A Computer Model for Simulating Progressive Large-scale Movements in Blocky Rock Systems, Sympo. of ISRM, Nancy, France, 1971.
- 8) Kawamoto, T. and Takeda, N. : An Analysis of Progressive Failure in Rock Slope, Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Method in Geomechanics, Aachen, 1979, pp.797-808.

第9章 砂質地山におけるかぶりの浅い トンネル掘削に伴う地表沈下

第1節 序 論

土砂地山に土かぶりの薄いトンネルを掘削すると、地表面が沈下し、近接構造物に被害が及ぶことがある。土かぶりの薄いトンネル掘削時の地山挙動は、地表面沈下現象を中心に研究されており、その手法は以下の4つに区別される。

- (1) 現場計測による研究
- (2) 模型実験による研究
- (3) 理論解析による研究
- (4) 数値解析による研究

(1)に関しては、地下空洞の掘削による地表面沈下について、鉱山において古くから研究されている。Szechyは¹⁾空洞横断方向の地表面沈下曲線に関するAversin、Martosの研究を紹介している。Schmidt²⁾は、地表面沈下曲線が正規分布曲線で近似できることを示した。その研究を受けて、Peck³⁾は種々の地山条件下のトンネル計測結果をまとめ、 z/D と i/D の関係を与えた(ここに、 z :土かぶり、 D :トンネル径、 i :トンネル中心線から沈下曲線の変曲点までの距離)。Attewell⁴⁾、O'Reillyら⁵⁾も、 z/D と i/D の関係を論じている。

一方、わが国においても、Peckの研究を基に、シールドトンネル建設時の地表面沈下を中心に、現場計測結果が検討されている。半谷⁶⁾は、58例のシールドトンネルの計測結果を地山の種類別に整理し、最大地表面沈下量の予測式を与えた。藤田⁷⁾、⁸⁾は、94例のシールドトンネルの実測値を検討し、最大沈下量がシールド型式、地盤あるいは補助工法といかなる相関があるかを示したが、さらに実測値と有限要素解析結果との相関についても言及している。竹山⁹⁾は、シールドトンネル33事例の結果に基づき、地表面最大沈下量および横断沈下形状を有限要素解析を修正した式で表わした。西尾ら¹⁰⁾は、シールドトンネル掘削時の地表面横断沈下形状の推定法として、非線形回帰法の適用を提案している。なお最近はNATM適用現場においても、地表面沈下に関する計測が数多く行われている^{11), 12), 13)}。

(2)に関しては、降下床を用いた実験が多く、Kunczi (Szechyの著書¹⁾より引用)は、降下床の降下量と作用荷重の関係を与えている。村山¹⁴⁾はアルミ棒積層体を用いた降下床による実験を行い、地山の変位挙動を把握して、地表面およびトンネル直上地山内の沈

下量の予測式を提案した。また、中崎¹⁵⁾は地表面沈下トラフの幅は土かぶり厚に関係せず、降下床幅のみに依存することを見出している。さらに、島田¹⁶⁾は標準砂を用いた降下床実験より、横断沈下形状や沈下量と土かぶりの関係を求め、地表面沈下形状と沈下量の予測式を地質別に提案している。

筆者ら^{17),18)}は、アルミ棒積層体中に設置した円筒を収縮させ、種々の土かぶりのもとでの円形トンネル掘削をシミュレートし、ゆるみ域の発達過程、地表面及び地中変位、さらにはグラウンドアーチ形成と土かぶりの関係などを検討した。

Atkinsonら¹⁹⁾は、砂及び粘土地山のトンネル掘削時の挙動を遠心力モデル実験で検討し、横断沈下形状を正規分布曲線で近似することによって、土かぶりと沈下量の関係を与える予測式を提案した。Mairら²⁰⁾も、遠心力モデル実験で粘土地山トンネル掘削時の地表面沈下について、有限要素解析結果と比較検討した。

(3)に関しては、トンネル周辺の応力場について弾性および弾-塑性地山として検討されているが、弾性体地山の場合でも変位場に関する議論は少ない。Limanov (Szchy の著書¹⁾より引用)はトンネル掘削による地山の変位を、トンネルの内部圧力によるものと地山に作用する外力によるものの和と考え近似解を与えた。木山ら²¹⁾は、Mindlinの応力解析²²⁾の手法に習って、自重と地表面の影響を考慮した2次元弾性地盤内の変位解析を行い、最大沈下量および沈下トラフ幅を求めている。

(4)に関しては、有限要素法の適用によって、任意形状のトンネルに対して、塑性や粘性を考慮した解析が可能となった。地表面沈下を対象とした解析例には、日比野ら²³⁾の粘弾性解析、Kawamotoら²⁴⁾の非線形解析、橋木ら²⁵⁾のNo-Tension解析²⁶⁾などがある。筆者ら¹⁸⁾は砂質地山を対象に、ジョイント要素を用いた新しい解析手法を提案し、アルミ棒積層体のモデル実験の解析を行った。Roweら^{27),28)}は、シールドトンネルのテール・ボイドの降下に対し gap parameterという経験的に求めた定数を用いた解析手法を提案している。以上の解析は、トンネル掘削を2次元状態として扱ったものであるが、Katzenbachら²⁹⁾は3次元有限要素法を用いて地表面沈下を解析している。有限要素法以外に、境界要素法(BEM)や個別要素法(DEM)がある。トンネル掘削による地表面沈下に関しては、BEMによる3次元解析を行った久武ら³⁰⁾の研究、アルミ棒積層体の降下床実験をDEMで解析した木山ら³¹⁾の研究がある。

以上、トンネル掘削による地表面沈下現象を中心に従来の研究を概観した。しかしながら、地表面の沈下現象はあくまでトンネル周辺地山挙動の一側面であることを認識し、浅いトンネルの設計手法を確立するには、単に地表面沈下のみならず、トンネル壁面の変位、さらには地山内の変位挙動をも統一的に記述できる解析手法は何かを明らかにすることが

大切である。

本研究はこの立場から、砂質地山トンネルを対象に、弾性体要素解析、弾－塑性体要素解析、No-Tension解析ならびにジョイント要素解析³²⁾を行い、(1)トンネル壁面の変位分布、(2)地山内の塑性域の発生と拡大の様子、(3)地表面の横断沈下形状、および(4)トンネル天端沈下量と地表面の沈下量との関係などを、いずれの解析がより統一的に説明できるかについて検討した。その結果、グラウンドアーチの形成が十分でないようなかぶりの浅い砂質地山のトンネル掘削に対しては、従来の連続体力学に立つ弾－塑性構成式と境界値問題の解が必ずしも、地盤の力学挙動を適切に記述できるものではないことを確認した。なお、解析手法の優劣判定は、先に示す現場計測結果による諸研究や模型実験による諸研究の結果に基づくのは当然のことである。

第2節 解析手法

上述のように解析は弾性体要素解析、弾－塑性体要素解析、No-Tension解析ならびにジョイント要素解析によった。ここでは、弾－塑性体要素解析とジョイント要素解析について説明する。なお、本研究では2次元平面ひずみ問題を考える。

2-1 弾－塑性体要素を用いた解析

本研究において用いた、構成式は非関連流動則を用いて求まるものと仮定した。すなわち、降伏関数 f はDrucker-Pragerの降伏規準³³⁾を用い、次式で表わされ、

$$f(J_2, \sigma_m) = \sqrt{J_2} - 3\alpha\sigma_m \quad (9-1)$$

一方、塑性ポテンシャルは次式のように与えられるとする。

$$g(J_2, \sigma_m) = \sqrt{J_2} - 3\beta\sigma_m \quad (9-2)$$

ここに、 J_2 ：偏差応力の第2不変量、 σ_m ：平均主応力、また、材料定数 α 、 β は次のようである。

$$\alpha = \sin\phi / \sqrt{9+3\sin^2\phi} \quad (\phi: \text{内部摩擦角})$$

$$\beta = \sin\psi / \sqrt{9+3\sin^2\psi} \quad (\psi: \text{ダイレイタンシー角})$$

なお、ダイレイタンシー角 ψ は塑性領域でせん断力による体積変化、すなわちダイレイタンシー挙動に関するもので、 ψ が負の場合には体積圧縮が、 ψ が正の場合には体積膨張が

生ずることに対応している。本研究では、 $\psi = -30^\circ$ （塑性体積圧縮）、 $\psi = 0^\circ$ （塑性体積変化なし）と $\psi = 30^\circ$ （塑性体積膨張）の3通りについて検討した。

さて、非関連流動則（non-associated flow rule）より、応力-ひずみ関係は次式で与えられる。

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^E d\epsilon_{kl} \quad (9-3)$$

ここに、

$$D_{ijkl}^{EP} = D_{ijkl}^E - \frac{D_{ijop}^E g_{,op} f_{,mn} D_{mnkl}^E}{f_{,mn} D_{mnop}^E g_{,op}} \quad (9-4)$$

D_{ijkl}^E ：弾性テンソル、

$d\sigma_{ij}$ ：応力増分テンソル、

$d\epsilon_{ij}$ ：ひずみ増分テンソルである。

解析には図9-1に示すような有限要素分割を用いた。なお、図9-1は $H = 1D$ （ D ：トンネル直径）のかぶりに対するものである。

2-2 ジョイント要素を用いた解析

砂質地山トンネル掘削において、地山内で不連続的に生ずるすべり変位を表現するため、ジョイント要素を用いて解析を行った。本解析においても、図9-1のような要素分割を用いるが、三角形要素の境界にはすべてジョイント要素を配置している。また、図にみられるとおり、一

群のジョイント要素はトンネル壁面で掘削時に生じる最大主応力 σ_θ の作用方向と $(45^\circ - \phi/2)$ の角度で交わり、地山内へは放物線状に伸展させるように選んである。

三角形要素は弾性的にのみ挙動し、一方ジョイント要素は弾-完全塑性的挙動をするものと仮定する。垂直方向の変位に対するジョイント要素の構成関係は、垂直ひずみが負

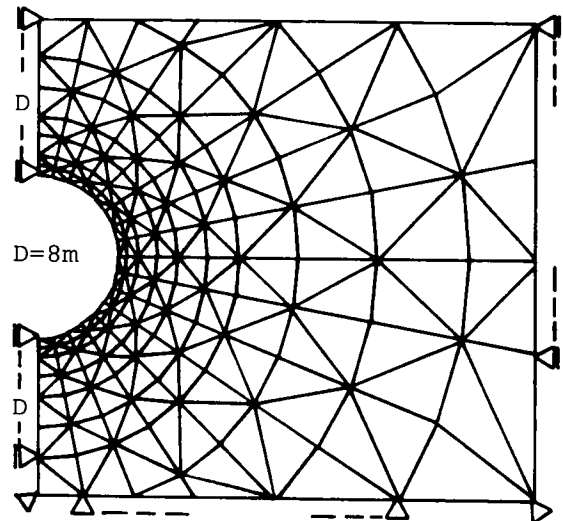


図9-1 有限要素メッシュ（ $H = 1D$ ）

（はく離）の場合、応力は伝達されず、他方、正（接触）の場合応力とひずみがばね係数 k_n をもつ線形関係式として与えられるものである。せん断方向の変位に関しては、作用せん断応力の絶対値 $|\tau|$ が降伏応力 $|\tau_y|$ に達するとすべりが生じ、それ以下であるとせん断ばね係数 k_s をもつ線形弾性体として挙動するものとする。垂直方向にはく離が生ずるときは当然せん断応力も伝達されない。

降伏応力 τ_y は接触状態 ($\sigma_n \geq 0$) においてはMohr-Coulombの降伏規準を、はく離状態 ($\sigma_n < 0$) においては零とすることによって次式で与えられるとする。

$$\begin{aligned}\tau_y &= c + \sigma \tan \phi && \text{接触 } (\sigma_n \geq 0) \\ \tau_y &= 0 && \text{はく離 } (\sigma_n < 0)\end{aligned}$$

ここに、 c 、 ϕ はジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角である。

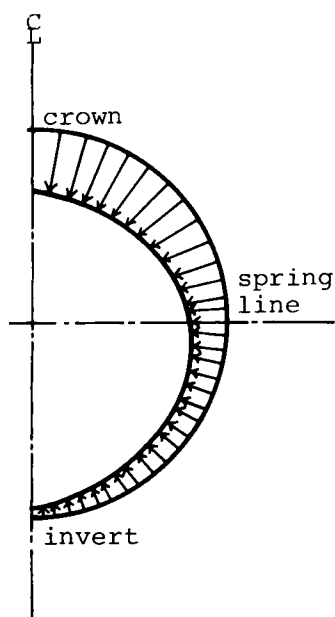
2-3 解析条件と材料定数

本解析においてはトンネル径 D は 8mとした。砂質地山の初期応力状態は重力場で、土かぶり圧と静止土圧係数 K_0 で表わされると仮定した。トンネル掘削のシミュレーションは、トンネル壁面で初期地圧を解放することによるが、それは荷重を 100ステップに分割し、順次解放する方法で行った。この初期地圧の解放割合を以下 Load Factor (LF) と呼ぶ。なお、土かぶりは $H = 1D$ と $4D$ の2種である。

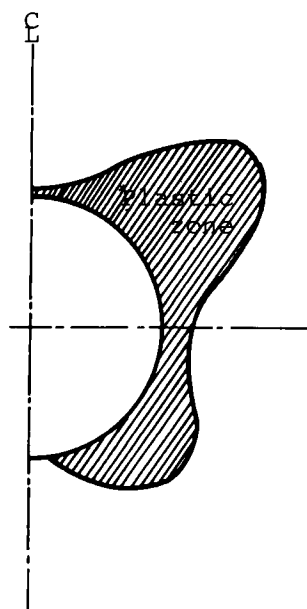
解析に用いた材料定数は表9-1に示すとおりであり、また、前述のように、弾-塑性解析における塑性ポテンシャルパラメータ ψ は $\psi = -30^\circ$ 、 $\psi = 0^\circ$ 、 $\psi = 30^\circ$ の3種である。ジョイント要素のばね係数 k_n 、 k_s は論理上ジョイント要素が厚さのない面であるから、すべりを生じる以前の変位量は零であるべきことから極めて大きな値とすることが望ましい。しかし、極端に大きな値とすると数値解析上桁落ち、あるいは収束が困難になる。そこで、ここでは三角形要素のヤング率 E の10倍程度となるような

表9-1 解析に用いた材料定数

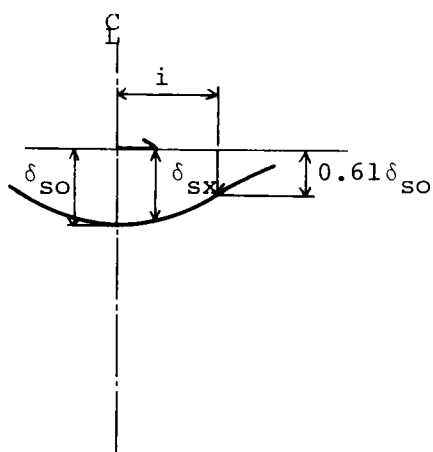
	Sand
Unit Weight γ (tf/m ³)	2.00
Young's Modulus E (tf/m ²)	2,000
Poisson's Ratio ν	1/3
Cohesive Strength c (tf/m ²)	0
Internal Friction Angle ϕ (°)	30
Coefficient of Earth Pressure at Rest K_0	0.5



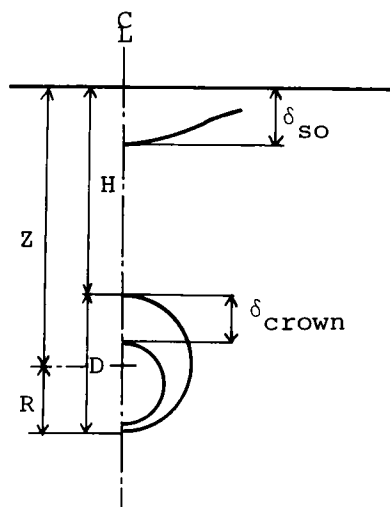
(a) トンネル壁面の変位分布



(b) トンネル掘削に伴う塑性域の発生と拡大



(c) 地表面の横断沈下形状



(d) クラウンと地表面の沈下量の比

図9-2 考察の対象とした4つのポイント

k_n 、 k_s を用いた。

第3節 解析結果と考察

先に述べたように、かぶりの浅い砂質地山トンネルを対象に、弾性体要素解析、弾－塑性体要素解析、No-Tension解析およびジョイント要素解析を行い、図9－2に示す4項目、すなわち、(a)トンネル壁面の変位分布、(b)地山内の塑性域の発生と拡大の様子、(c)地表面の横断沈下形状、および (d)トンネル天端沈下量と地表面の沈下量との関係、をいずれの解析がより統一的に説明できるかを考察する。

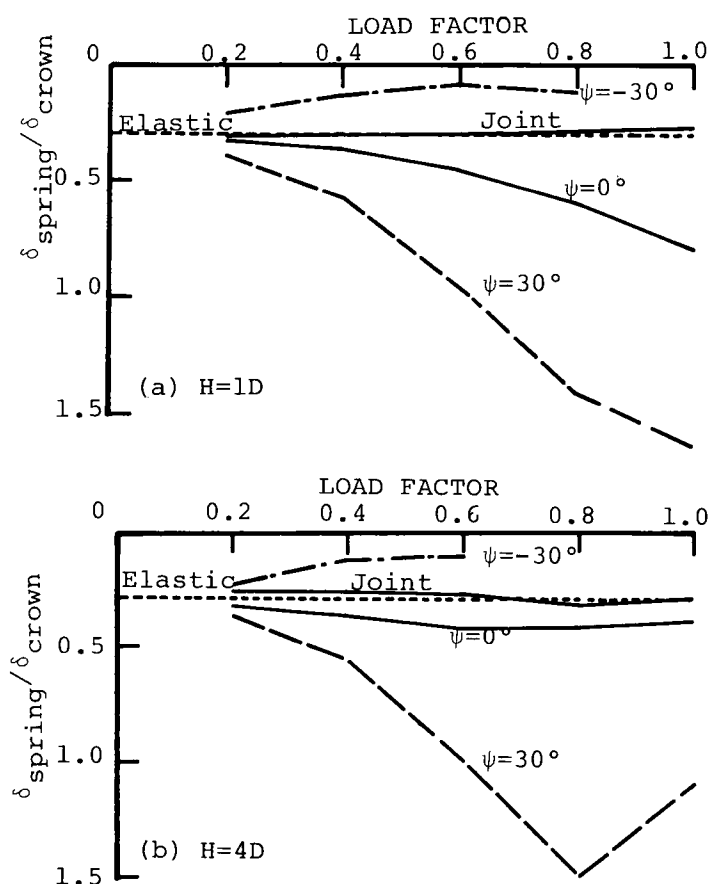


図9－3 トンネル掘削に伴うトンネル壁面の変位
(特にクラウンとスプリングラインの変位の比に注目して)

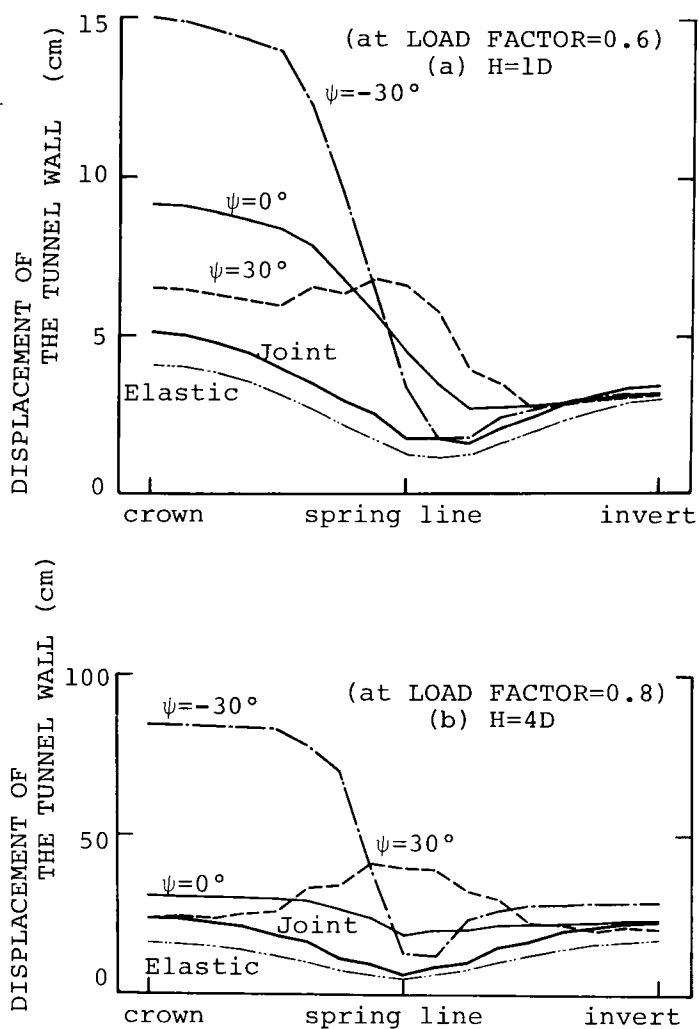


図9-4 トンネル壁面の変位分布

3-1 トンネル壁面の変位分布

静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ と鉛直応力が側方応力より大きい場合、図9-2に示すようにトンネル天端の変位 δ_{crown} はトンネル側壁の変位 $\delta_{\text{spring line}}$ より大きな値をとる。

図9-3には側壁の水平変位 $\delta_{\text{spring line}}$ と天端の鉛直変位 δ_{crown} の比が $L F$ (掘削相当外力の解放割合) の増加とともにいかに変化するかを示している。なお、(a)は $H = 1 D$ 、(b)は $H = 4 D$ の各解析結果である。弾性解析の結果は $L F$ に関係なく一定値を

示す。ジョイント要素解析結果は次節で述べる塑性化するジョイント要素の増加にもかかわらず、弾性解析による変形モードと大差ない。一方、弾－塑性解析結果は塑性ポテンシャルパラメータ ψ によって異なり、 $\psi = -30^\circ$ （体積圧縮）では側方変位が小さな割合となるが、 $\psi = 30^\circ$ （体積膨張）では側方変位が鉛直変位より大きな値をとることになる。なお $\psi = -30^\circ$ の結果がとぎれているのは、それ以降の解析ステップにおいて解が発散したためであって、以下の議論では、 $H = 1D$ については $LF = 0.6$ までを、 $H = 4D$ については $LF = 0.8$ までを考察の対象とする。

図9－4は $H = 1D$ と $4D$ の各土かぶりに対して、 $LF = 0.6, 0.8$ のトンネル壁面の変位分布を示している。 $\psi = 30^\circ$ の場合の結果を除いて、他の解析結果は天端の鉛直変位が側壁の水平変位より大きいという、 $K_0 = 0.5$ の応力場の変位モードを表わしている。

3－2 地山内の塑性域の発生と拡大の様子

$H = 1D$ と $4D$ の土かぶりに対する、各解析モデルによる塑性域の拡大の様子（No-Tensionモデルの場合は、最小主応力が引張領域となった要素）を図9－5、6に示している。塑性域のプロットは $LF = 0.5$ までのものである（No-Tensionモデルの場合は、 $LF = 1$ までのものをプロットした）。

これらの図より得られる知見は以下のようである。

1) 弾－塑性体要素モデルにおける塑性域は、塑性ポテンシャルの違いによって有意の差はみられない。また、土かぶりが $H = 4D$ と深くなっても、 $H = 1D$ の場合と同様に塑性域は地表面にまで達し、トンネル掘削による影響が遠方にまで及ぶ結果を与えている。

2) ジョイント要素モデルにおける塑性域は、土かぶりの違いによってその大きさが異なる。すなわち、土かぶりが $H = 1D$ と浅い場合、塑性域は地表面にまで達するが、 $H = 4D$ と土かぶりが深い場合には、塑性域はトンネル周辺のごく限られた範囲にのみ発生する。また、弾－塑性体要素モデルでは塑性域がスプリングライン部で $\pm 45^\circ$ の方向に卓越するが、ジョイント要素モデルでは、クラウン上部に卓越し、実験事実に近いことがわかる。

3) No-Tensionモデルにおいては、 $H = 1D$ と浅い場合、掘削終了直前（すなわち $LF \geq 0.9$ ）に、トンネル壁面のごく近傍に引張領域が生じるのみであり、また、 $H = 4D$ と深くなると、引張領域は生じないので、プロットを省略している。いずれにしても、砂質トンネル掘削時の現象説明には不適當であるといえる。

3－3 地表面の横断沈下形状

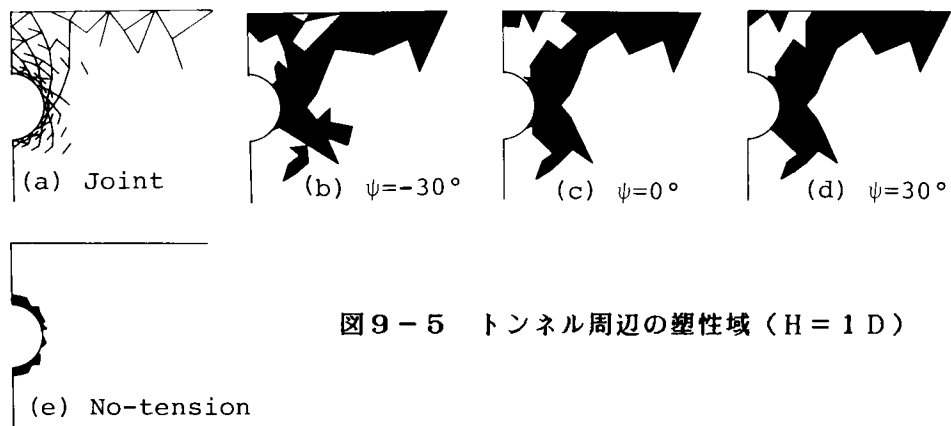


図 9-5 トンネル周辺の塑性域 ($H = 1 D$)

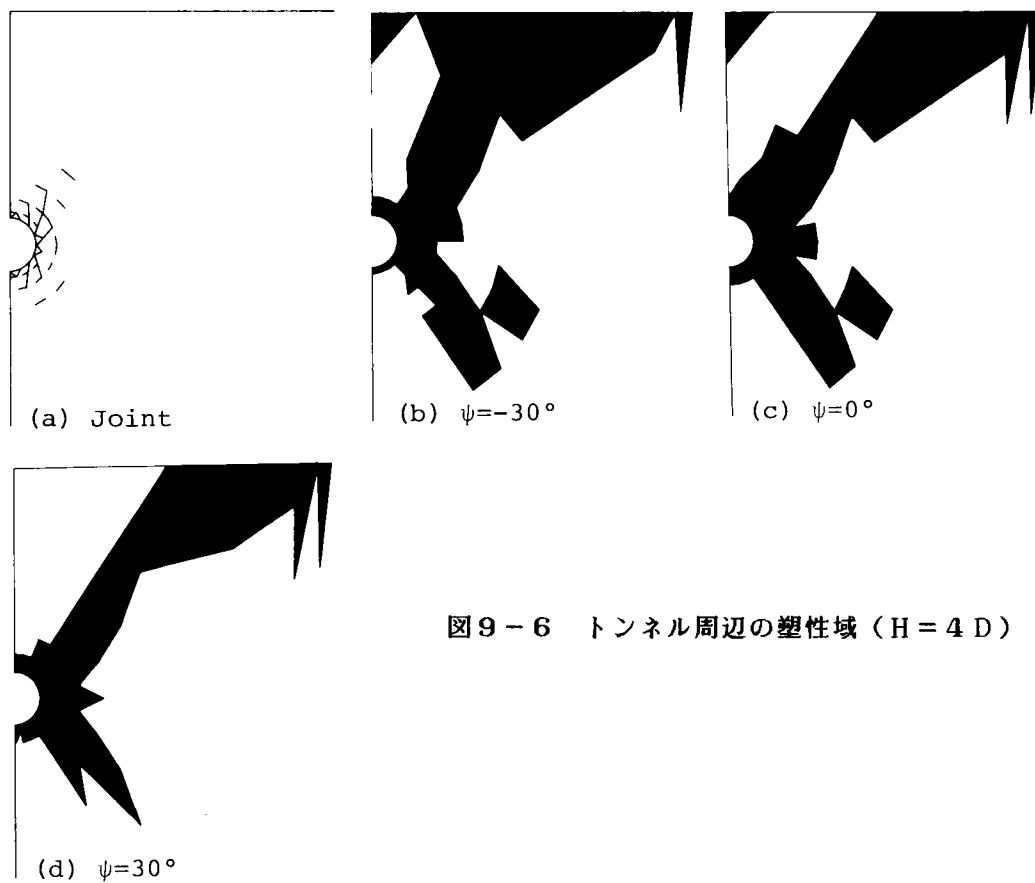


図 9-6 トンネル周辺の塑性域 ($H = 4 D$)

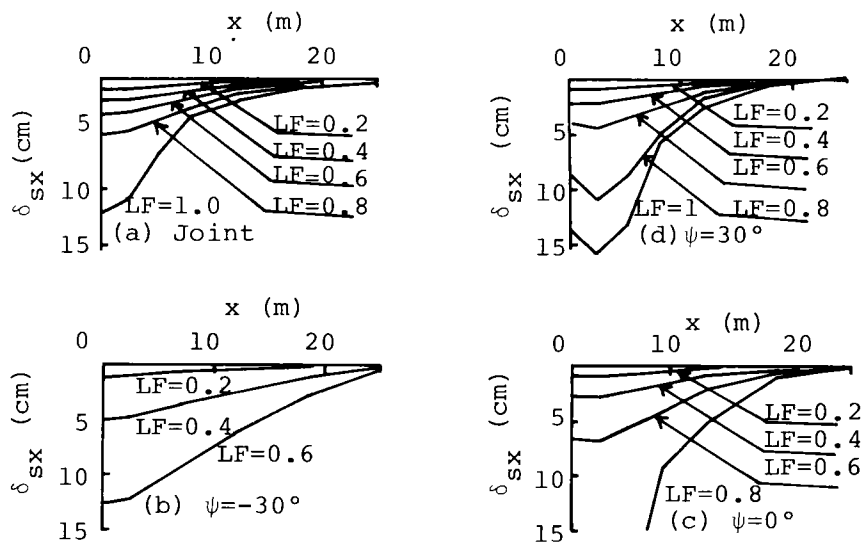


図9-7 トンネル掘削に伴う地表面沈下 ($H = 1 D$)

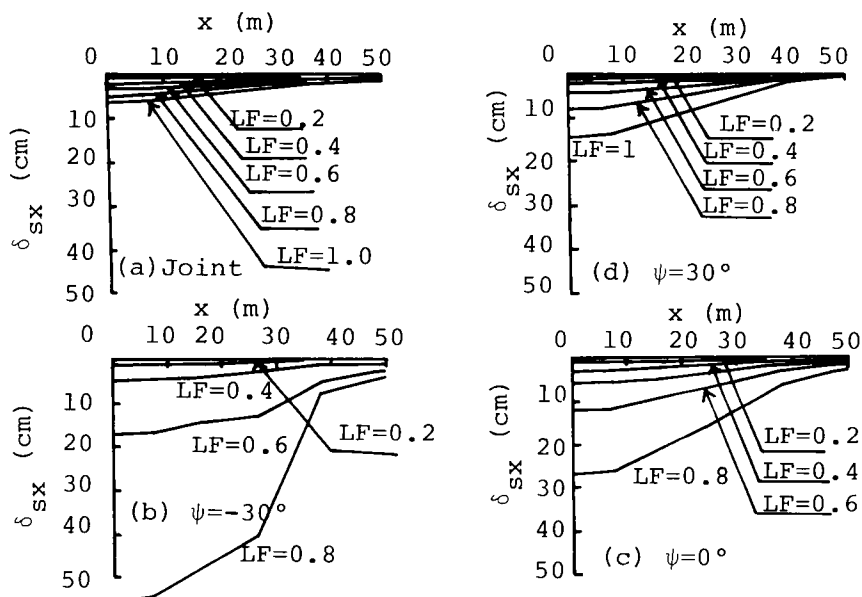


図9-8 トンネル掘削に伴う地表面沈下 ($H = 4 D$)

土かぶり $H = 1D$ と $4D$ に対する地表面の横断方向の沈下形状が、 LF の増加とともにいかに変化するかを、図 9-7、8 に応力解放 2 割毎の形状としてそれぞれ示してある。これらの図より以下のことがいえる。

1) LF が小さいとき、すなわち応力解放が十分でない段階では、地表面沈下は横断面全体になだらかな盆状の沈下として始まる。しかし、 LF が大きくなると、縁辺部の沈下は終結し、クラウン直上部分に沈下が集中し、最終的に陥没状の沈下となる。この傾向は、土かぶりが浅い $H = 1D$ において顕著である。

2) $H = 4D$ と土かぶりが深い場合、ジョイント要素モデルでは、地表面沈下は弾-塑性体要素モデルに比較して極めて小さいことが明らかである。すなわち、弾-塑性体要素モデルでは地表面にかなりの沈下を与え、実際の挙動と掛け離れている。

さて、図 9-7、8 に示す最終横断沈下形状 δ_{sx} をトンネルクラウン直上部の地表面沈下量 δ_{so} で除して求まる、規準化した横断沈下形状、すなわち図 9-9 を用いて解析モデルによる差異を検討すると、以下のことが明らかである。

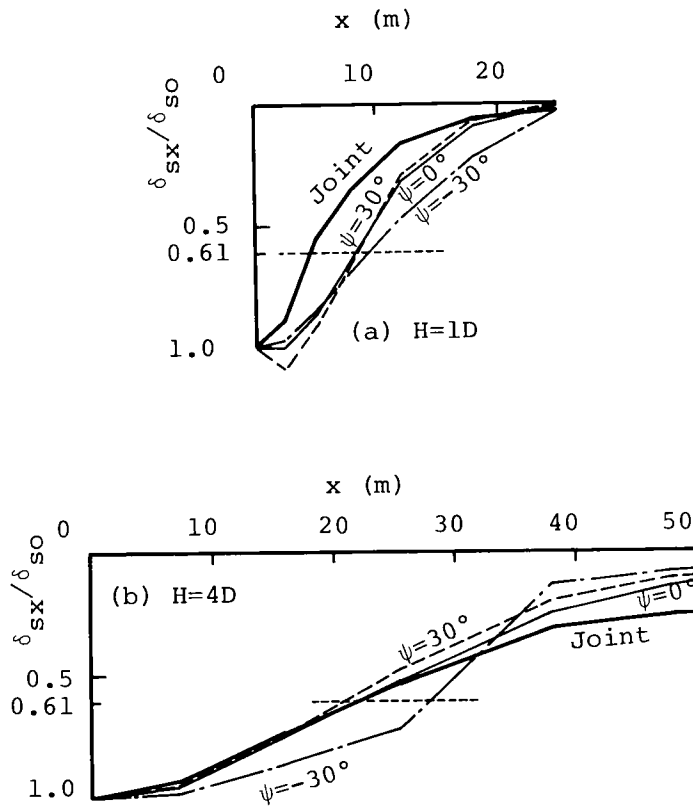


図 9-9 δ_{so} で正規化した地表面沈下

3) $H = 1D$ と土かぶりが浅い場合、ジョイント要素モデルではクラウン直上部近傍に沈下が集中し、そこから離れるにしたがって、沈下は比較的すみやかに減少する。このような沈下形状について、島田¹⁶⁾ はトンネル掘削初期に広範囲に盆状に生じる弾塑性沈下と、トンネル直上に陥没状に生じる局部沈下²⁴⁾ から成るものと考えている。図9-7(a)と図9-9(a)に与えたジョイント要素モデルの結果は島田の考えを良く説明しているといえよう。一方、弾-塑性体要素モデルでは、横断沈下の影響域は大きくなり、ゆるやかな沈下形状を示すようになる。

Mair²⁰⁾ は、粘性土地山トンネルの遠心装置によるモデル実験結果と比較するため、修正Cam-Clayモデルを用いてFEM解析を行った。その結果、解析による地表面沈下トラフは、実験結果のそれよりもかなり広域にわたり、粘土地山においても、弾-塑性体要素を用いるFEM解析は事実を良く説明できないと述べている。

4) $H = 4D$ と土かぶりが深い場合、ジョイント要素モデルは広範囲にわたってゆるやかな沈下形状を示し、この傾向は、他の3種の弾-塑性体要素モデルの結果よりも顕著である。

このように、ジョイント要素モデルは弾-塑性体要素モデルに較べて、地表面の横断沈下形状に与える土かぶりの影響を良く表現できている。

Schmidt²⁾ は地表面の横断沈下形状を正規分布曲線で近似することを提案した。図9-2(c)に示すとおり、トンネル中心軸直上点から沈下曲線の変曲点までの距離を i とすると、 i 点における沈下量は $0.61 \delta s_0$ で与えられることになる。Schmidtの正規分布曲線による近似の妥当性は、現場計測やモデル実験に基づきPeck³⁾、Atkinson¹⁹⁾、島田¹⁶⁾によっても確認されている。 i 点は、正規分布曲線の形状を決定する定数であって、この値が大きい程、地表面沈下の生じる範囲が大きくなることを意味している。図9-9の図中に、 $0.61 \delta s_0$ を示す点線を与えているが、土かぶりが大きくなると、点線と各沈下曲線との交点、すなわち i 点の値が増加する、換言すると地表面沈下の生じる範囲が拡大することがわかる。

現場計測結果よりPeckは種々の地山条件下の i と土かぶりの関係に対して、 z/D と i/R の関係としてまとめている。解析結果を加えたものが図9-10である。図中3本の太破線は3種類の地山条件に対してPeck³⁾が導いた関係である。この図において、各解析とも砂質土の挙動に対する関係に近い値を与えていることがわかる。

Attewell⁴⁾ は、地山の種類で変化する定数 K 、 n を用い、地表面横断沈下曲線を次式で与えた。

$$i/R = K (z/2R)^n \quad (9-5)$$

砂質地山で、 $K=0.63\sim0.82$ 、 $n=0.36\sim0.97$ の間の値をとる。

O'Reillyら⁵⁾は、イギリスにおけるトンネルの実測値より、砂質地山に対して次式を提案した。

$$i = 0.28z - 0.12 \text{ (m)} \quad (9-6)$$

Atkinsonら¹⁹⁾は、ゆる詰め、密詰めの乾燥砂地盤のトンネル掘削モデル実験より、 i と土かぶり H の関係を次式で与えた。

$$i = 0.25 (H + D) \quad (9-7)$$

島田¹⁶⁾は、各種地山のトンネルの現場計測結果にもとづき、地表面の横断沈下形状を次式で与えた。

$$\delta s_x = \delta s_o \cdot e^{-\alpha (x/z)^2} \quad (9-8)$$

z/D と i/R の関係をj知るため、式(9-8)に $\delta s_x / \delta s_o = 0.61$ を代入すると、最終的に次式を得る。

$$i/R = 2 \cdot \sqrt{\frac{0.4943}{\alpha}} \cdot (z/2R) \quad (9-9)$$

島田は、 α の値が密詰め砂で2～8、ゆる詰め砂で1～3と報告している。

竹山⁹⁾は、式(9-8)と同様の正規確率分布曲線を仮定し、実測沈下曲線と対比することで次式を誘導した。

$$\delta s_x = \delta s_o \cdot e^{-(x^2/50 (H/D))} \quad (9-10)$$

これを式(9-8)と同様の手順で変形すると次式が求まる。

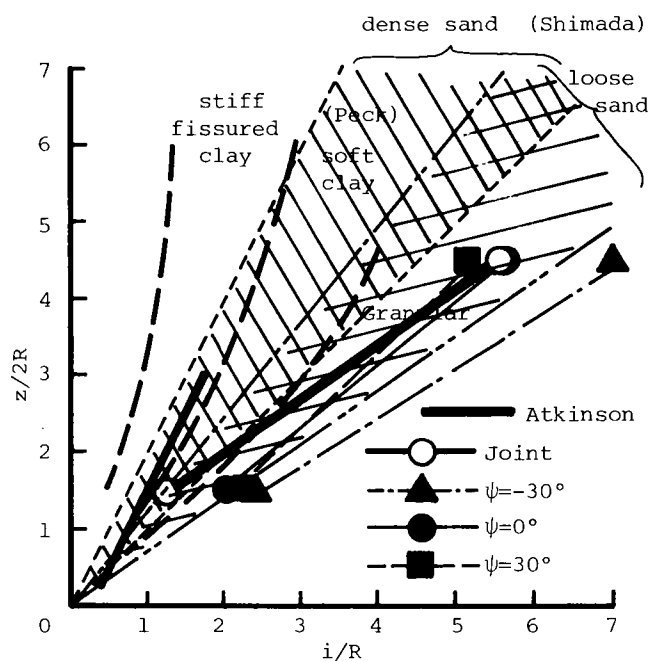


図 9-10 i と土かぶりの関係

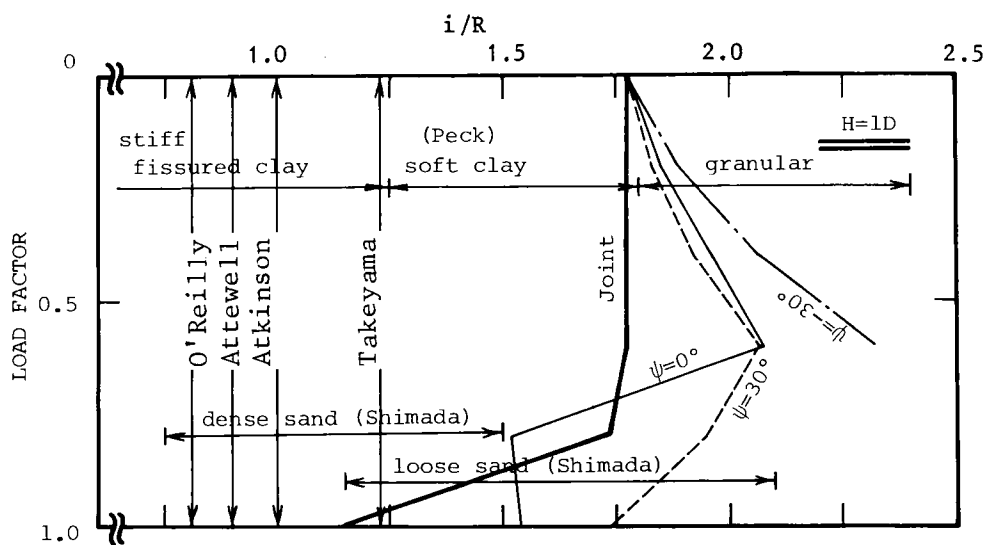


図 9-11 トンネル掘削に伴う i の変化

$$i = \sqrt{24.715(z/2R) - 12.35} \quad (9-11)$$

さて、図9-10の解析結果に対する*i*の値は、図9-9から求まる $\delta_{sx}/\delta_{so}=0.61$ のときの *x* の値を用いている。図9-10において、ジョイント要素解析の結果は、Peckの言うGranularの地盤、島田の言うloose sandの地盤に相当するもので、式(9-8)、(9-9)を用いれば、 $\alpha=2$ 程度の地盤となることがわかる。一方、弾-塑性体要素モデルの結果は土かぶりの浅い場合、図9-9で述べたように地表面沈下の影響範囲を過大に見積る傾向がある。

以上論及した*i*とかぶりの関係に関する各経験式はLFの大きさ（すなわちトンネルの掘削段階）には何ら言及しておらず、単にある段階（ほとんどの場合最終変形状態と考えられる）における地表面横断形状に関するものである。しかし、地表面の沈下形状は、先に述べたように、掘削初期の盆状沈下から掘削後期の局部陥没状沈下へと変化する。

そこで、 $H=1D$ の場合について図9-7の結果をもとに、LFの増加とともに*i*がいかに変化するかを図9-11に示した。図中には、前述の各研究者による $H=1D$ の場合の*i*の値も示している。この図に示す、各解析結果の値はトンネル掘削当初は弾性変形が卓越することから、横断沈下形状はすべて同じで、 $i=7.1\text{m}$ ($i/R=1.775$)をとる。しかし、LFの増加とともに、塑性域の発達によって*i*は変化する。ジョイント要素モデルでは、掘削後期においてクラウン直上部に沈下が集中するため、 $LF>0.8$ で*i*が急激に減少し、図9-10のプロットにもあるように、最終的には $i=4.6\text{m}$ ($i/R=1.15$)となる。この最終到達値は、前述の各研究者の提案値から求まる*i*の値に近い値となることがわかる。

他方、弾-塑性体要素モデルの結果は、ダイレイタンス特性の違いによって、LFの増加に伴う*i*の変化過程が異なるが、一様に*i*の値を過大に評価している。換言すると、クラウン直上部の局部的沈下形状を的確に表現し得ないことを意味している。

以上のことから、地表面の横断沈下形状に関しては、LFの増加による変化のみならず土かぶりの違いによる差異を的確に表現できるのはジョイント要素モデルによる解析であることがわかる。

3-4 トンネル天端沈下量と地表面の沈下量の関係

図9-12に、地表面の最大沈下量 δ_{so} とトンネル天端の変位量 δ_{crown} の比がLFの増加とともにいかに変化するかを示した。この図から求まることは以下のようである。

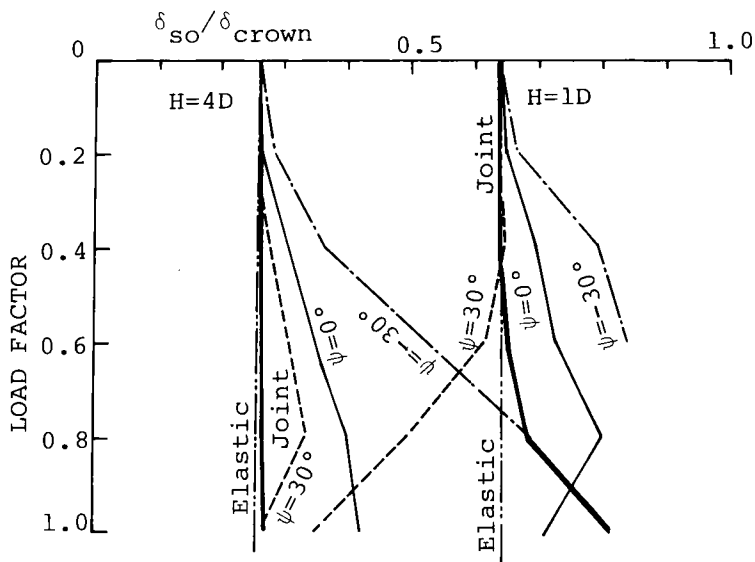


図9-12 トンネル掘削に伴う $\delta_{so}/\delta_{crown}$ の変化

1) $H=1D$ と浅い場合には、グラウンドアーチの形成も十分でなく、LFの増加とともに $\delta_{so}/\delta_{crown}$ は次第に1に近づくものと考えられる。図9-12から判断すると、ジョイント要素モデルと $\psi=-30^\circ$ の弾-塑性体要素モデルはこの現象を良く説明している。すなわち、当初 $\delta_{so}/\delta_{crown}$ の値が0.63であったものが、0.8以上まで増加し、トンネル天端の沈下が地表面にまで直接的に影響を与えることがわかる。他方、 $\psi=30^\circ$ と体積膨張を呈するモデルでは、 $H=1D$ と土かぶりが浅いにもかかわらず $\delta_{so}/\delta_{crown}$ がLFの増加とともに減少するという、実際の現象とは全く異なる挙動を示している。

2) $H=4D$ と深くなると、グラウンドアーチの形成によって、トンネル天端の沈下は直接的には地表面に影響を与えない。すなわち、 $\delta_{so}/\delta_{crown}$ の値はLFの増加によっても変化しないと考えられる。このことをジョイント要素モデルは良く表現しているが、 $H=1D$ の場合に相当と考えられた $\psi=-30^\circ$ のモデルは、 $H=4D$ の深い場合にも $\delta_{so}/\delta_{crown}$ がLFの増加によって急激に増大することになって、深い場合の $\delta_{so}/\delta_{crown}$ の挙動を適切に説明できないことが明らかである。

図9-13に、トンネル天端から地表面に至るまでの地中内の鉛直変位分布をトンネル天端の変位量で基準化し、 $H=1D$ と $H=4D$ について示している。この図においても、

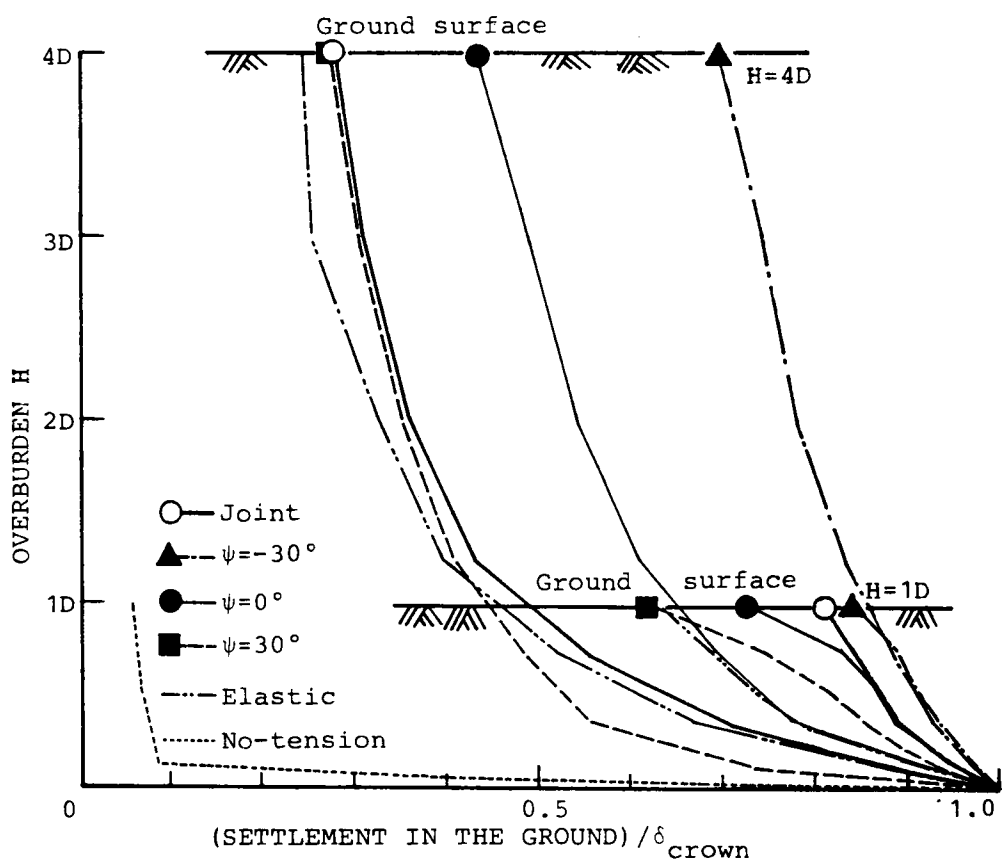


図 9-13 トンネル直上地盤の鉛直変位

図 9-12 による考察と同様、ジョイント要素モデルが土かぶりの違いによる変位挙動の相違を的確に表現していることが明らかである。

一方、弾-塑性体要素モデルでは、図 9-6 に示した塑性域、図 9-8 に示した地表面沈下の LF の増加による変化からもわかるように、土かぶりが深くなっても、トンネル壁面変位の影響が遠方にまで伝達することが明らかである。すなわち、砂質地山トンネル掘削時の挙動解析には弾-塑性体要素モデルが適当でないことを意味している。

図 9-13 には、No-Tensionモデルの結果も与えている。図 9-5(e) でも明らかなように、トンネル壁面極く近傍における引張領域の発生によって、その部分のみの変位が大きく、その他の部分では変位は小さく $H = 1D$ と浅い場合でも地表面の沈下が非常に小さいという非現実的な結果を与える。一方、 $H = 4D$ の場合には、引張領域の発生がほとん

どみられないため、弾性解析の結果とほぼ一致する。

横断沈下形状と同様に、最大地表面沈下量と土かぶりの関係についても、数多くの実験式、理論式が提案されている。

Atkinsonら¹⁹⁾は、モデル実験より最大地表面沈下量と土かぶりの関係を次式で与えている。

$$\delta_{so} / \delta_{crown} = 1.0 - \alpha \cdot H / D \quad (9-12)$$

島田¹⁶⁾は、乾燥砂を用いた降下床実験より、ゆる詰め砂に対して、

$$\delta_{so} = 1.6 \cdot \delta_{crown} \cdot e^{-0.24(z/R)} \quad (9-13)$$

密詰め砂に対して、

$$\delta_{so} = 1.8 \cdot \delta_{crown} \cdot e^{-0.42(z/R)} \quad (9-14)$$

を与えている。

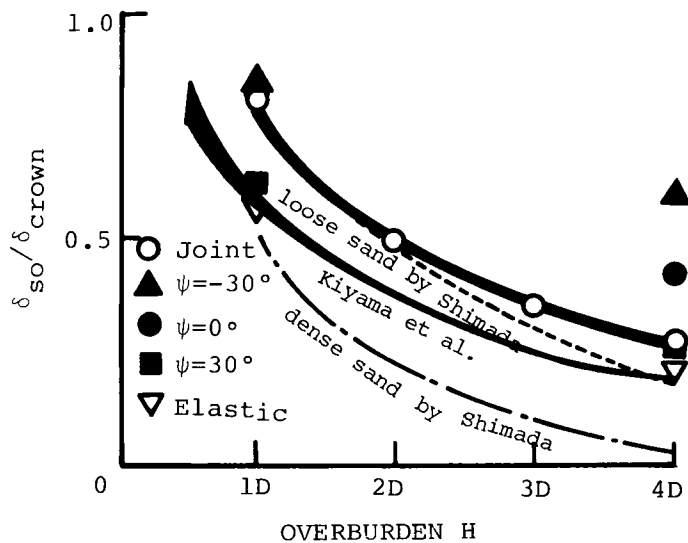


図9-14 最大地表面沈下量と土かぶりの関係

木山ら³¹⁾は、Mindlin²²⁾の応力解析手法に習って、 $\delta s_o / \delta c_{\text{crown}}$ を2次元弾性論によって誘導している。

これらの実験式、理論式と、本解析で行った種々の解析結果を $\delta s_o / \delta c_{\text{crown}}$ とかぶりHの関係として図9-14に示す。

この図において、ジョイント要素モデルの結果は、Atkinsonらの提案する線形関係ではなく、島田が示した loose sand に対する実験式と良い対応を示していることがわかる。これは、図9-10で得られた横断沈下形状に対する結論と全く同様である。一方、弾-塑性要素モデルは、図9-13、14でも述べたように、土かぶりが深くなると $\delta s_o / \delta c_{\text{crown}}$ を過大に見積る傾向がある。

以上の考察より、最大地表面沈下量に対する土かぶりの影響を的確に表現し得るのはジョイント要素モデルのみであることがわかる。

第4節 結論

砂質地山にかぶりの浅いトンネルを掘削した場合の、地表面沈下の横断形状、土かぶりと沈下量との関係などを、FEM解析を通じて考察した。解析モデルとしては、弾性体要素モデル、関連及び非関連流動則に基づいた弾-塑性体要素モデル、No-Tensionモデル、及びジョイント要素モデルである。これらの解析結果を、既存の理論式、実験式などと比較検討しながら、この種の問題に対する数値解析手法の予測能力の優劣判断を行った。得られた結論は以下の通りである。

(1) トンネル掘削に伴うトンネル壁面の変位は、塑性域の拡大に伴って各モデルで差異が生じる。つまり、 $K_0=0.5$ の条件下で、正のダイレイタンスを呈する弾-塑性体要素モデルでは、スプリングライン部の変位が卓越し負のダイレイタンスを呈するモデルでは、クラウン部の変位が卓越する。

(2) 砂質地山トンネル掘削に伴う塑性域は、弾塑性体要素モデルでは、スプリングライン $\pm 45^\circ$ の方向に卓越するのに対して、ジョイント要素モデルでは、クラウン上部に卓越する。このことは、弾-塑性有限要素法による塑性域が必ずしもゆるみ域と一致するものではないことを意味する。

(3) ジョイント要素モデルでは、土かぶりの増加により塑性域はトンネル周辺のごく限られた範囲のみに発生するが、弾-塑性体要素モデルでは、塑性域は地表面にまで達する。

(4) 地表面の横断沈下形状に関して、LF増加によるその変化や、土かぶりの影響を的確に表現し得るのはジョイント要素モデルのみであって、弾-塑性体要素モデルは地表

面沈下の影響範囲を過大に見積る。

(5) 最大地表面沈下に対する土かぶりの影響を的確に表現し得るのはジョイント要素モデルのみであり、弾－塑性体要素モデルは土かぶりが深くなると、 $\delta s_o / \delta crown$ の値を過大に見積る傾向がある。

このようにかぶりの浅い砂質地山中のトンネル掘削解析においては、従来から用いられている弾－塑性構成式に基づいた有限要素解析は種々の欠点を有しており、特にグラウンドアーチの形成が十分でないような地山に対してはその使用は避けられるべきであり、地盤の不連続性挙動を説明し得る解析法を用いることが大切である。

参考文献

- 1) Szechy, K. : The Art of Tunnelling, Akademia Kiado Budapest, 1967.
- 2) Schmidt, B. : Settlements and Ground Movements Associated with Tunnelling in Soil, PhD Thesis, Univ. of Illinois, Urbana, 1969.
- 3) Peck, R. B. : Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground, Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, Mexico, 1969, pp.225-290.
- 4) Attewell, P. B. : Engineering Contract, Site Investigation and Surface Movements in Tunnelling Works, Soft-Ground Tunnelling-Failures and Displacements, A.A. Balkema, 1981, pp.5-12.
- 5) O'Reilly, M. P. and New, B. M. : Settlements above Tunnels in the United Kingdom - Their Magnitude and Prediction, Tunnelling '82, The Institution of Mining and Metallurgy, 1982, pp.173-181.
- 6) Hanya, T. : Ground Movements due to Construction of Shields-Driven Tunnel, Vol.4 Case Histories, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, pp.759-790.
- 7) Fujita, K. : On the Surface Settlements Caused by Various Methods of Shield Tunnelling Vol.4, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, 1981, pp.609-610.
- 8) Fujita, K. : Prediction of Surface Settlements Caused by Shield Tunnelling Vol.1, Pro. International Conference of Soil Mechanics, Mexico, 1982, pp.239-246.
- 9) 竹山 喬：シールド掘進による地盤沈下とその予測に関する研究、阪大学位論文、1983.
- 10) 西尾宣明・米山 潔・高木宣雄・島村一訓：シールド工事に伴う地盤沈下と安定比の関係、土質工学シンポジウム、1982, pp.87-90.
- 11) 寺戸幸雄・木村 宏：トンネルの掘削に伴うカブリの薄い未固結地山の変形挙動に

- 関する考察、第14回岩盤力学に関するシンポジウム、1982, pp.111-115.
- 12) 横山 章・藤森房司・平野逸雄・亀村勝美：土被りの薄いトンネルの掘削時における地山挙動について、第15回岩盤力学に関するシンポジウム、1983, pp.86-90.
 - 13) 横山 章・高瀬昭雄：土被りの薄い未固結地山におけるトンネル掘削時の地山挙動、土木学会論文報告集、No.352, III-2, 1984, pp.79-88.
 - 14) 村山朔郎・松岡 元：粒状土地盤の局部沈下現象について、土木学会論文報告集、1969, pp.149-159
 - 15) 中崎英彦・浅井勝稔・岡部 博：乾燥砂を用いたトンネルの模型実験（その1）、第14回土質工学研究発表会、1979, pp.1493-1496.
 - 16) 島田隆夫：土被りの浅い山岳トンネルの地表沈下、土木学会論文報告集、No.296, 1980, pp.97-109.
 - 17) 足立紀尚・田村 武・八嶋 厚：薄肉柔支保構造（吹付コンクリート、ロックボルト）の支保機構に関する実験的研究、土木学会論文報告集、No.358, III-3, 1985.
 - 18) 足立紀尚・田村 武・八嶋 厚・上野 洋：砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究、土木学会論文報告集、No.358, III-3, 1985.
 - 19) Atkinson, J. H. and David, M. P. : Subsidence above Shallow Tunnels in Soft Ground, Proc. ASCE, GT4, 1977, pp.307-325.
 - 20) Mair, R. J., Gunn, M. J. and O'Reilly, M. P. : Ground Movements around Shallow Tunnels in Soft Clay, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, 2/11, 1981, pp.323-328.
 - 21) 木山英郎・藤村 尚：地下浅所のトンネル掘削に伴う地表沈下の弾性解析、土質工学会論文報告集、Vol.22, No.3, 1982, pp.161-169.
 - 22) Mindlin, R. D. : Stress Distribution around a Tunnel, Proc. ASCE, Vol.65, No.4, 1939, pp.619-642.
 - 23) 日比野敏・駒田広也・徳江俊秀・本島 睦・永島英起：軟弱地盤のトンネル掘削による地表沈下の予測解析、第10回岩盤力学に関するシンポジウム、1978, pp.91-95.
 - 24) Kawamoto, T. and Okuzono, K. : Analysis of Ground Settlement due to Shallow Shield Tunnels, Int. J. Num. and Ana. Meth. in Geo., Vol.1, 1977, pp.271-281.
 - 25) 樗木 武・田中 章二・等 敏一：トンネル周辺の弾塑性応力状態及び地表沈下について、第30回土木学会年次学術講演会、1975, pp.311-312.
 - 26) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S. and King, I. P. : Stress Analysis of

Rock as a 'No Tension' Material, Geotech., Vol.18, 1968, pp.56-66.

- 27) Rowe, R. K., Lo, K. Y. and Kack, G. J. : A Method of Estimating Surface Settlement above Tunnels Constructed in Soft Ground, CAN. Geotech. J. Vol.20 1983, pp.11-22.
- 28) Rowe, R. K. and Kack, G. J. : A Theoretical Examination of the Settlements induced by Tunnelling : four case histories, CAN. Geotech J. Vol.20, 1983, pp.299-314.
- 29) Katzenbach, R. and Breth, H. : Nonlinear 3-D Analysis for NATM in Frankfurt Clay, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Vol.1,1981, pp.315-318.
- 30) 久武勝保・伊藤富雄：トンネル掘削によって生じる地表面沈下の境界要素法による三次元解析、土木学会論文報告集、No.327, 1982.
- 31) 木山英郎・藤村 尚・二木 隆：地下浅所のトンネル周辺地盤の離散剛要素法解析と模型実験、第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、1984, pp.245-250.
- 32) Goodman, R. E. and St. John, C. : Finite Element Analysis for Discontinuous Rocks, Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Desai, C. S. and Christian, J. T., Eds., McGraw-Hill, New York, 1977, pp.148-175.
- 33) Drucker, D. C. and Prager, W. : Soil Mechanics and Plasticity Analysis in Limit Design, Quart. Appl. Math., Vol.10, 1952, pp.157-162.

第 10 章 凍結工法を用いたトンネル施工のシミュレーション解析

第 1 節 序論

神戸市山麓バイパスの布引トンネルは、既設の山陽新幹線神戸トンネルとわずか 15m のかぶりを残して交差する位置に、しかもその神戸トンネルに 3mm 以上の変位を与えてはならないという厳しい条件のもとで建設された(図 10-1)。建設に当たってはトンネル掘削によって地山内に生じる変位量をできる限り抑制する必要があることから、地山内に予めアーチ状の凍結域を設け、掘削、覆工打設後

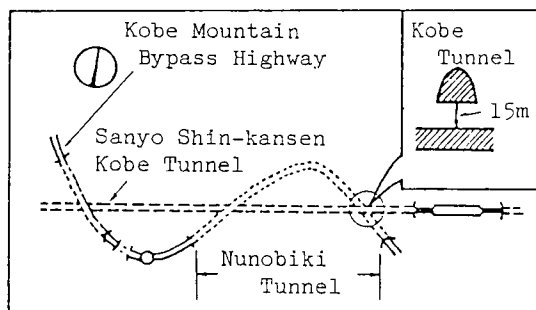


図 10-1 布引トンネルの位置

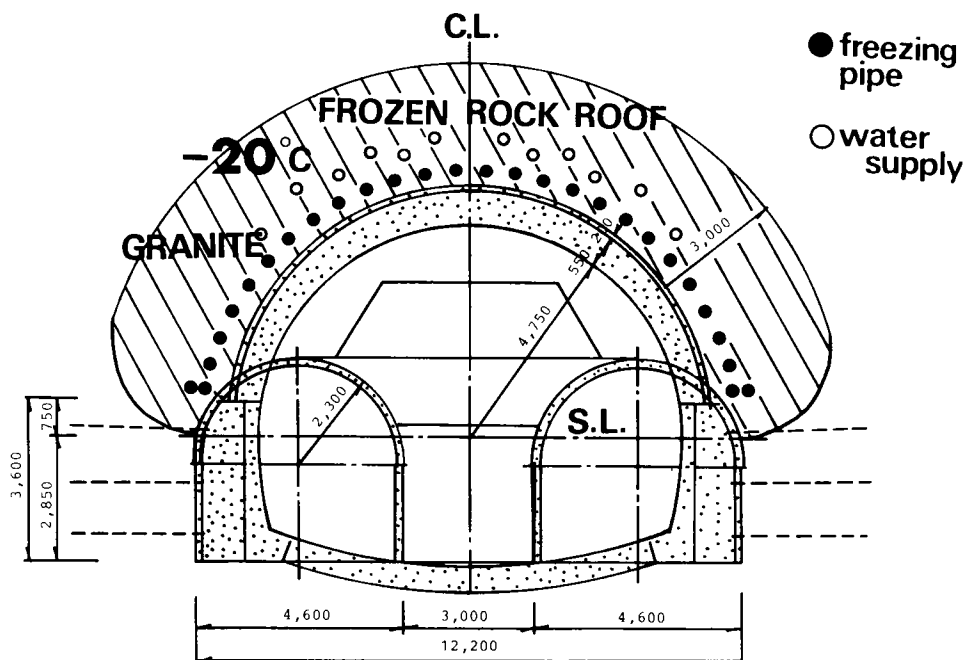


図 10-2 「凍結岩ルーフ工法」の概要

に凍結域を解凍する「凍結岩ルーフ工法」を適用した（図10-2参照）。

これは、従来のトンネル掘削の基本理念、“トンネルは緩めず弾性変形させる”をさらに厳しくした、“トンネルは緩めず弾性変形もできるかぎり許さない”を目指したものである。

神戸トンネルレベルで約2mmの沈下を与えたのみで、布引トンネルは建設された。そこで本章では施工実績の解釈のため実施したシミュレーション解析の方法とその結果を説明し、さらに凍結岩ルーフの力学機構の検討に基づき、その有効性を考察するものである。

さて、自然地山状態、凍結域の形成、掘削、覆工打設、凍結域の解凍とすべての過程を厳密にシミュレートするためには非常に複雑なモデルを必要とする。そこで、凍結岩ルーフの本質的な力学機構を的確に把握するためからも、熱量や間隙水の流れの時間的相互作用等はあえて考慮に入れず、自然地山の状態、掘削直後の状態、凍結域解凍後の状態の3時点における地山の力学定数の変化に対するつりあい状態の変化に着目して解析した。

なお、凍結岩ルーフの力学機構を以下のように考えて解析を行った。すなわち、岩盤の節理等の割れ目が凍結により氷でより付けられ強度が増加する。より具体的には母岩自体のヤング率のみならず、割れ目をモデル化したジョイント要素¹⁾の粘着力も凍結によって増大するものとして扱った。したがって、単に定量的に実測データを説明できればよいとの考えではなく、わが国で初めて実施された「凍結岩ルーフ工法」の力学機構を明らかにし、今後のその設計法へ向けてその基礎を確立することを1つの目的として行ったものである。

第2節 解析方法

岩盤は岩石実質部と節理等割れ目状の間隙から構成されており、その変形問題を取り扱う場合には岩石実質部と割れ目状の不連続面の2つの相を考慮する必要がある。

布引トンネルの建設に際しては事前の試験工事において、凍結岩及び凍結岩盤の力学特性を把握するため、弾性波探査、孔内載荷試験、一軸圧縮試験を実施した。その結果、凍結によって岩石実質部及び岩盤の剛性が増加することが明らかにされた。

村山ら²⁾は、凍結によるこの剛性の増加を表現するために、解析には通常の弾性モデルによる有限要素法を用い、凍結すると凍結領域内の各要素の剛性が増加するものと考えた。また、凍結領域の解凍による力学挙動の変化は剛性の低下に伴って生じる余剰応力を解放することによって表現した。

しかしながら、布引トンネルのように節理の多い風化花こう岩地山のトンネル掘削時の挙動を弾性モデルのみにより把握するのは必ずしも適当であるとは考えられない。すなわ

ち、節理等不連続面に沿って生じるすべり変形が凍結によって生じにくくなることを表現し得るモデルであることが望ましいとの立場から、岩石実質部のヤング率と岩盤の不連続面を表わすジョイント要素の粘着力が凍結によって増加するものと考えた。

2-1 岩石実質部に対する凍結・解凍の表現

凍結、融解によって岩石実質部（母岩）がどのように挙動するかをモデル化する方法は村山ら²⁾の扱いとほぼ同様であるが、その概要を以下に述べる。

まず、凍結領域の岩石実質部の弾性定数は凍結によって増加するものとしたが、計測結果等より判断して地山内すべての点における応力及び変位には凍結によって何らの変化も生じないものと仮定する。したがって、トンネル掘削時のシミュレーション解析では凍結域内の地山の弾性定数を増加させて解析すればよいから極めて簡単な問題となる。これに反して、トンネル掘削後凍結域の解凍過程のモデル化には十分な注意が必要となる。すなわち、解凍過程はつり合い状態にある弾性体のある部分（凍結領域）の弾性定数を変化（減少）させる問題に帰着するから、以下この問題について考察してみる。

一般に弾性体がつり合い状態にあるとき、次のつり合い式を満足している。

$$j_{,k,l} (\overset{\textcircled{1}}{D}_{ijkl} \overset{\textcircled{1}}{\epsilon}_{kl})_{,j} + f_i = 0 \quad (10-1)$$

ここに、 $\overset{\textcircled{1}}{D}_{ijkl}$ は状態 1 における弾性定数、 $\overset{\textcircled{1}}{\epsilon}_{kl}$ は状態 1 におけるひずみ、 f_i は重力など物体力である。全く同一条件のもとで、弾性定数が $\overset{\textcircled{2}}{D}_{ijkl}$ 、すなわち 2 に対するものへと変化した場合、次のつり合い式が成立する。

$$j_{,k,l} (\overset{\textcircled{2}}{D}_{ijkl} \overset{\textcircled{2}}{\epsilon}_{kl})_{,j} + f_i = 0 \quad (10-2)$$

(10-2) 式から (10-1) 式を差し引くと

$$j_{,k,l} (\overset{\textcircled{2}}{D}_{ijkl} \overset{\textcircled{2}}{\epsilon}_{kl} - \overset{\textcircled{1}}{D}_{ijkl} \overset{\textcircled{1}}{\epsilon}_{kl})_{,j} \quad (10-3)$$

$$= j_{,k,l} (\overset{\textcircled{2}}{D}_{ijkl} (\overset{\textcircled{2}}{\epsilon}_{kl} - \overset{\textcircled{1}}{\epsilon}_{kl}) + (\overset{\textcircled{2}}{D}_{ijkl} - \overset{\textcircled{1}}{D}_{ijkl}) \overset{\textcircled{1}}{\epsilon}_{kl})_{,j}$$

となる。ここに次の関係

$$\Delta \epsilon_{kl} = \overset{\textcircled{2}}{\epsilon}_{kl} - \overset{\textcircled{1}}{\epsilon}_{kl} \quad , \quad \Delta D_{ijkl} = \overset{\textcircled{2}}{D}_{ijkl} - \overset{\textcircled{1}}{D}_{ijkl}$$

を導入すると (10-3) 式は

$$j, k, l (D_{ijkl}^{(2)} \Delta \varepsilon_{kl})_{,j} + j, k, l (\Delta D_{ijkl} \varepsilon_{kl}^{(1)})_{,j} = 0 \quad (10-3)'$$

となる。この式は弾性定数の変化 ΔD_{ijkl} に対するひずみの変化量 $\Delta \varepsilon_{kl}$ を導き、他方、物体力 $(\Delta D_{ijkl} \varepsilon_{kl}^{(1)})_{,j}$ が作用していると考えたときの弾性定数 $D_{ijkl}^{(2)}$ に対するひずみ $\Delta \varepsilon_{kl}$ を求める問題と解釈すればよいことを意味している。ただし、この場合物体力や境界上で与えられた条件、すなわち応力、変位条件は零として扱う。さらに、弾性定数 D_{ijkl} はつり合い状態2のものを、他方物体力を算定するひずみ ε_{kl} は既知量であるつり合い状態1のものを使用すればよいことになる。さて、弾性定数 $D_{ijkl}^{(2)}$ のもとでのつり合い式

$$j, k, l (D_{ijkl}^{(2)} \varepsilon_{kl}^{(2)})_{,j} + f_i = 0 \quad (10-4)$$

を考えるとつり合い条件上 $[(10-4) \text{式} - (10-2) \text{式}] + [(10-2) \text{式} - (10-1) \text{式}] = [(10-4) \text{式} - (10-1) \text{式}]$ となることから、地山その他すべてを弾性体と仮定する場合には最初と最後の状態における弾性定数が決まっていればその間のひずみの増分 $\Delta \varepsilon = \sum \Delta_i \varepsilon$ は途中の径路にはよらないことがわかる。なお、ここで $\Delta_i \varepsilon$ は第 i 回目の弾性定数の変化によって生じるひずみである。

弾性定数の変化を有限要素法で扱う場合には以下のようなになる。まず、2つの弾性マトリックス $D^{(1)}$ 、 $D^{(2)}$ のもとでのつり合い式

$$(\int_B D^{(1)} dV) \mathbf{u}^{(1)} = \mathbf{f} \quad (10-5)$$

$$(\int_B D^{(2)} dV) \mathbf{u}^{(2)} = \mathbf{f} \quad (10-6)$$

を考える。ここで、 B は節点変位から要素内のひずみを導くマトリックス、 $\mathbf{u}^{(1)}$ 、 $\mathbf{u}^{(2)}$ はそれぞれのつり合い状態における節点変位、 \mathbf{f} は外力である。

(10-6) 式から (10-5) 式を差し引くと次式を得る。

$$\begin{aligned} & (\int_B D^{(2)} dV) \mathbf{u} - (\int_B D^{(1)} dV) \mathbf{u} \\ &= (\int_B D^{(2)} dV) (\mathbf{u}^{(2)} - \mathbf{u}^{(1)}) + (\int_B (D^{(2)} - D^{(1)}) dV) \mathbf{u}^{(1)} = 0 \end{aligned} \quad (10-7)$$

あるいは、

$$\Delta \mathbf{u} = \mathbf{u}^{\textcircled{2}} - \mathbf{u}^{\textcircled{1}}, \Delta \mathbf{D} = \mathbf{D}^{\textcircled{2}} - \mathbf{D}^{\textcircled{1}}$$

とおくことで、

$$(\int_B^T \mathbf{D}^{\textcircled{2}} \mathbf{D}_B \, dV) \Delta \mathbf{u} = -(\int_B^T \Delta \mathbf{D} \mathbf{D}_B \, dV) \mathbf{u}^{\textcircled{1}} \quad (10-8)$$

と書くことができる。いま、 $\Delta \sigma = \Delta \mathbf{D} \mathbf{D}_B \mathbf{u}^{\textcircled{1}}$ を定義すると、これはつり合い状態 1 で発生している節点変位 $\mathbf{u}^{\textcircled{1}}$ によるひずみ $\mathbf{D}_B \mathbf{u}^{\textcircled{1}}$ に対し、弾性定数の変化 $\Delta \mathbf{D}$ によってもたらされる応力の変化を表わしている。(10-8) 式の右辺を $-\int_B^T \Delta \sigma \, dV$ とみれば、これは $\Delta \sigma$ に相当する等価節点力を解法することを意味している。この節点力による弾性定数 $\mathbf{D}^{\textcircled{2}}$ のもとでの変位が $\Delta \mathbf{D}$ による節点変位 $\Delta \mathbf{u}$ である。

なお、以上の考え方は母岩に限らず、以下に述べる節理を表現するジョイント要素に対しても適用できる。

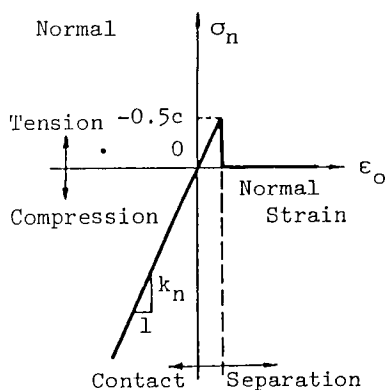
2-2 節理（亀裂）に対する凍結・融解の影響のモデル化

地山を有限要素分割して、要素の内部は母岩、要素境界はすべて節理であるとそれぞれ考える。したがって、要素境界にはいわゆるジョイント要素を配し、ジョイント要素の剛性と粘着力が凍結・融解によって変化するものとする。

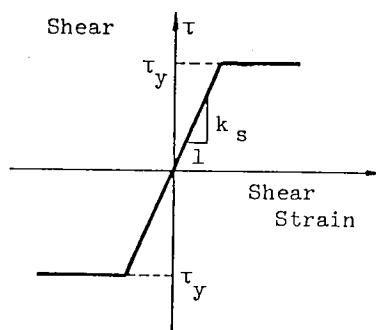
a) ジョイント要素の構成関係

本節で用いたジョイント要素の構成関係を図 10-3 に示す。図 10-3(a) はジョイント垂直方向に、図 10-3(b) は平行方向（せん断方向）に対する関係である。すなわち、垂直方向に関してはジョイント要素の垂直応力が $-0.5c$ （ここに c は粘着力）より小さくなると応力の伝達が行われず、それより大きい場合にはばね係数 k_n によって応力とひずみは線形関係にあることをモデル化したものである。

一方、ジョイントに平行方向（せん断方向）に関しては作用するせん断応力の絶対値がジョイントの降伏応力 $|\tau_y|$ を超過すると滑動を生じ、それ以下ではばね定数 k_s によって応力とひずみは線形関係にあるという、いわゆる完全弾塑性体としての挙動を呈するものとする。なお、垂直方向にはく離を生じた場合にはせん断応力も伝達されず、その瞬間零となる。ここで、ばね係数は節理（亀裂）のせん断及び圧縮方向の弾性的運動に関する係数であるが、現実には節理が弾性変形するような現象は生じ得ず、その意味ではばね係数を極めて大きな値とすることが望ましい。しかしながら、それを極端に大きな値



(a) ジョイント垂直方向



(b) ジョイント平行方向

図 10-3 ジョイント要素の構成関係

とすると数値解析上桁落ち、あるいは収束が悪くなるなど不都合が生じる。したがって、本研究ではジョイント要素と地盤部分のマトリックスの値が同程度の大きさになるように、 k_s 、 k_n の値を選んでいる。

ジョイント要素の降伏応力 τ_y は $\sigma_n \geq -0.5c$ に対してはMohr-Coulombの降伏条件を、一方 $\sigma_n < -0.5c$ に対しては零であると仮定し、次式で与えられるものとした。

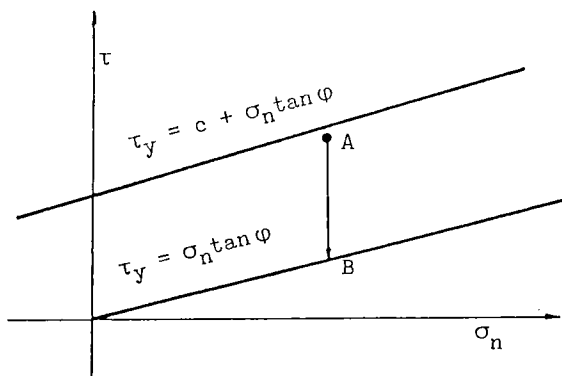


図 10-4 解凍時の応力変化径路

$$\begin{aligned}\tau_y &= c + \sigma_n \tan \phi \quad (\sigma_n \geq -0.5c) \\ \tau_y &= 0 \quad (\sigma_n < -0.5c)\end{aligned}\tag{10-9}$$

ここに、 c はジョイント要素の粘着力、 ϕ はジョイントの内部摩擦角である。

b) 凍結・融解のシミュレーション

凍結するとジョイント要素の粘着力が増加する。つまり、常温地山においてジョイント要素の c は零であると考え、凍結域のジョイント要素に対しては粘着力が増加して滑動し難くなるものとする。

逆に解凍するとジョイント要素の粘着力 c を零に戻す。すなわち、図 10-4 に示すように、凍結によって増加した降伏応力状態以下の応力状態 A にあったジョイント要素の応力を $c=0$ に対する降伏規準線上の応力状態 B まで減少させる計算を行うことで解凍過程の挙動をシミュレートする。

2-3 解析手順

以下のモデルを用いて数値解析を行うが、改めて解析手順をより詳細に説明する。

(a) 図 10-5 は解析に用いた有限要素メッシュである。凍結域内の母岩に対応する三角形有限要素のヤング率 E_f (f :frozen) を常温地山母岩のヤング率 E_g (g :ground) の α 倍であるとする。すなわち、 $E_f = \alpha E_g$ とする。また、凍結域内のジョイント要素の粘着力を常温状態にあるジョイントの粘着力 c_g から c_f へと増大させる。ポアソン比 ν は凍結・解凍によって変化しないものと仮定し、全地山で一定値をとるものとする。なお、先に述べたように常温地山状態から凍結域に変化する際、応力、変位は何ら変化しないものと仮定する。

(b) 初期地山応力 (σ_{ij}^0 (σ^0)) は地山の単位体積重量 γ 、土かぶり厚 H 、及び静

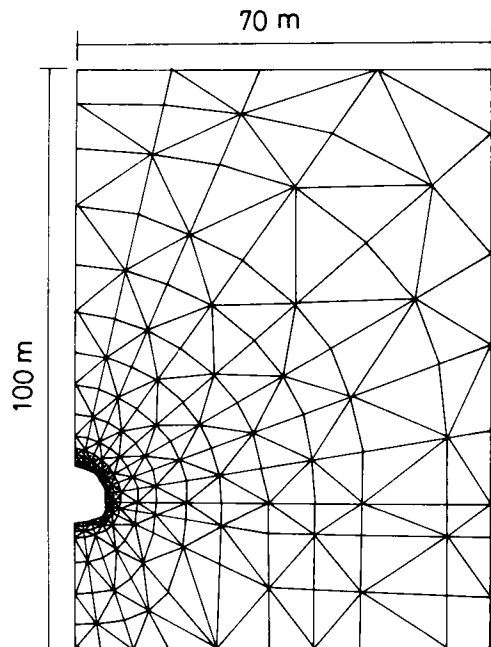


図 10-5 有限要素メッシュ

止土圧係数 K_0 により決定され、掘削は上で求めた等価接点力： $B^T \sigma^0 ds$ をトンネル掘削壁面上の接点に掘削相当引張外力として作用させることでシミュレートする。なお、ジョイント要素のすべりによる非線形性を十分考慮に入れるため、掘削相当引張外力は数値解析上、5段階に分けて作用させる。

(c) 掘削後、コンクリート覆工の打設はトンネル壁面に配したビーム要素の剛性を高めることでモデル化する。ただし、覆工打設によって応力、変位は変化しないものとする。

(d) 凍結域の解凍過程は凍結域のヤング率 E_f と粘着力 c_f を常温地山のそれらの値 E_g 、 c_g へ5段階に分けて減少させる。先に述べたように、この際、地山母岩（三角形有限要素）に対しては弾性定数行列の減少 ΔD に伴う超過応力 $\Delta \sigma = \Delta D \epsilon$ が生じるので、各節点に等価節点力： $B^T \Delta \sigma ds$ を作用させて解析する。

また、ジョイント要素についても解凍による粘着力 c の減少によって塑性化するものが発生するが、塑性化したジョイント要素の剛性は図 10-3 の構成関係によるものとする。さらなる粘着力の減少に合わせて、降伏規準線より数値解析上、上に出たせん断応力の超過分は地山母岩（三角形有限要素）の場合と同様な手法を用いて順次解放するものとする。

第3節 解析条件、解析結果と考察

3-1 定数の選定

村山らの研究では試験工事結果などから推定して、地山母岩のヤング率 E_g は $4 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ 、凍結域では E_f は $2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ （すなわち、 $\alpha = 5$ ）として解析した。その際、岩盤節理の不連続面の存在を考慮したものではなかった。

一方、本章では岩盤を母岩と節理に分離して取り扱っているため、母岩自体のヤング率は全体を均一と考えた村山らの研究で用いたヤング率より大きな値をとると考えることができる。そこで、母岩のヤング率 E_g を $2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ と村山らの研究の凍結域のヤング率 E_f と同じ値をとるものと仮定した。この値は解析結果、とくに変位量に大きな影響を与えるが、本研究が必ずしも定量的な実測結果との一致を目

表 10-1 解析に用いた諸条件

unit weight	γ	2.5 tonf/m^3
overburden	H	70m
coefficient of earth pressure at rest	K_0	1.0
Young's modulus of mother rock	E_g	$2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$
poisson's ratio	ν	0.25
spring coefficient of joint element	k_s k_n	$2 \times 10^7 \text{ kgf/cm}^3$ $2 \times 10^7 \text{ kgf/cm}^3$
cohesion of joint	c_g	0 kgf/cm^2

的とするものではなく、あくまで岩盤凍結ルーフ工法の力学機構の解明を第一の目的とするものであるから、上記の値を採用した。

ポアソン比 ν は村山らの研究と同様、全地山域で0.25としている。これは試験で求められたものではないが、岩盤の平均的な値とみることができる。また凍結・解凍によって値は変化しないものと仮定した。

節理を表わすジョイント要素のばね係数はせん断応力に対して $k_s = 2 \times 10^7 \text{ kgf/cm}^3$ 、垂直応力に対して $k_n = 4 \times 10^7 \text{ kgf/cm}^3$ とした。定式化の上では、これらを無限大とす

表 10-2 解析結果

$\phi = 5^\circ$

	解析条件	クラウン (mm)	交差部 (mm)	地表面 (mm)	アーチ部軸力 (tf)	比率
1	$c_f = 0 \text{ kgf/cm}^2$ $\alpha = 1$	16.20	9.13	4.90	—	
2	$\alpha = 2$	13.70 14.40	7.90 7.90	4.40 4.42	188.0	0.210
3	$\alpha = 5$	11.20 15.80	5.13 5.17	2.84 2.89	500.0	0.560
4	$c_f = 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ $\alpha = 1$	11.40 11.40	5.33 5.34	3.15 3.15	12.5	0.014
5	$\alpha = 2$	8.32 9.15	4.37 4.42	2.77 2.78	175.0	0.200
6	$\alpha = 5$	6.83 8.18	4.25 4.26	2.71 2.70	327.0	0.370
7	$c_f = 10 \text{ kgf/cm}^2$ $\alpha = 1$	9.62 9.62	4.84 4.86	3.03 3.04	13.3	0.015
8	$\alpha = 2$	6.85 7.86	3.86 4.00	2.53 2.58	197.0	0.220
9	$\alpha = 5$	5.51 7.21	3.63 3.79	2.39 2.45	359.0	0.410

$$\phi = 10^\circ$$

	解析条件	クラウン (mm)	交差部 (mm)	地表面 (mm)	アーチ部軸力 (t f)	比率
10	$c_f = 0 \text{ kgf/cm}^2$ $\alpha = 1$	12.20	5.70	3.38	—	
11	$\alpha = 2$	10.30 11.00	5.19 5.18	3.03 3.03	167.0	0.186
12	$\alpha = 5$	7.44 8.59	3.87 3.89	2.41 2.42	291.0	0.324
13	$c_f = 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ $\alpha = 1$	9.37 9.40	4.18 4.19	2.60 2.61	9.83	0.011
14	$\alpha = 2$	7.84 8.65	3.92 3.98	2.45 2.48	168.0	0.187
15	$\alpha = 5$	5.98 7.51	3.45 3.61	2.18 2.25	319.0	0.356
16	$c_f = 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ $\alpha = 1$	8.72 8.74	3.97 3.98	3.97 2.50	9.36	0.010
17	$\alpha = 2$	7.06 7.93	3.73 3.79	2.36 2.38	180.0	0.201
18	$\alpha = 5$	5.39 7.17	3.21 3.48	2.06 2.18	328.0	0.366
19	$c_f = 10 \text{ kgf/cm}^2$ $\alpha = 1$	8.39 8.43	3.81 3.81	2.41 2.41	99.6	0.111
20	$\alpha = 2$	6.50 7.42	3.43 3.53	2.21 2.25	190.0	0.211
21	$\alpha = 5$	4.90 6.73	3.01 3.31	1.96 2.10	347.0	0.387

$$\phi = 15^\circ$$

	解析条件	クラウン (mm)	交差部 (mm)	地表面 (mm)	アーチ部軸力 (tf)	比率
22	$c_f = 0 \text{ kgf/cm}^2$ $\alpha = 1$	10.80	4.46	2.69	—	

$$\phi = 30^\circ$$

23	$c_f = 0 \text{ kgf/cm}^2$ $\alpha = 1$	8.17	3.50	2.17	—	
----	--	------	------	------	---	--

ることはジョイント要素が存在しない場合に相当するものである。

なお、先に述べたように本章においては節理のせん断抵抗は内部摩擦角 ϕ によるものとし、粘着力 c_g は零であるとした。

地山の単位体積重量 γ は 2.5 gf/cm^3 、地表からトンネル天端までのかぶり厚 H は 70 m 静止土圧係数 K_0 は 1.0 (鉛直地圧 = 水平地圧) とした。

表 10-1 には解析に用いた上述の諸条件をまとめて示してある。それ以外の主な地山定数として、凍結域の母岩のヤング率 E_f を決めるためのパラメータ α ($E_f = \alpha E_g$)、凍結域の節理の粘着力 c_f 及び地山全域 (凍結域を含む) の節理面での共通の値をとるものと仮定する内部摩擦角 ϕ がある。これら α 、 c_f 、 ϕ をパラメータと考え、種々の場合について解析した。

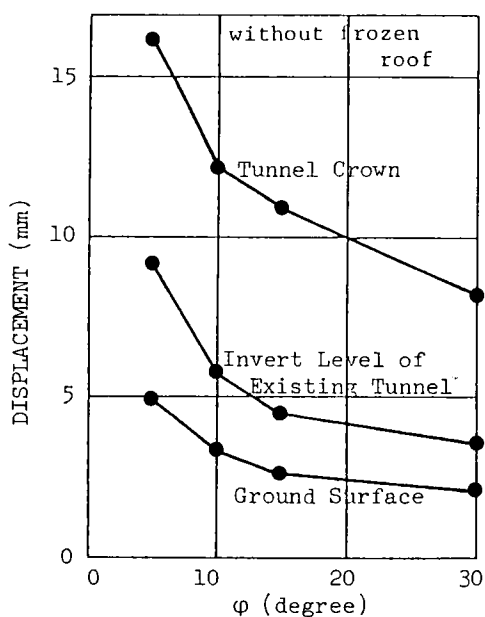


図 10-6 変位量 (凍結域なし)

3-2 解析結果と考察

トンネル天端部、新幹線インバート部（交差部）、及び地表面における変位量とコンクリート覆工内に発生する軸力の大きさを、それぞれの条件のもとで解析して求まる値として表10-2に一括して与えている。なお、変位量については掘削直後と解凍後の2時点の値を示しており、また覆工アーチ部の軸力はかぶり圧を100%（約897tf）支持する場合に対する比率として併せて示してある。

解析結果より得られる知見は以下の通りである。

1) 節理の内部摩擦角 ϕ の増加によって変位量は減少するが、とくに ϕ が小さい場合はその変化による影響が顕著となる。図10-6には凍結域を設けずに掘削（素掘り）した場合の各地点の変位量が内部摩擦角 ϕ によってどのように変化するかを示している。これら3地点とも、 ϕ の増加によってほぼ同様な傾向で変位量が減少している。

沈下は地表面でも生じるが、その値は新幹線インバート部（交差部）の沈下量の半分程度である。ただし、本解析は土かぶり厚が70mの場合の2次元平面ひずみ解析であるから必ずしもこのような地表沈下が実際に生じるかどうかは明らかではない。

節理面の内部摩擦角 ϕ を 15° 以上にすると、新幹線トンネルインバート部（交差部）の変位量は凍結域を設けない（素掘り）場合でも5mm以下となる。むろん、変位量は地山のヤング率 E_g にも左右されるが、本凍結工法適用区間に先立つ硬岩地山部の掘削時に

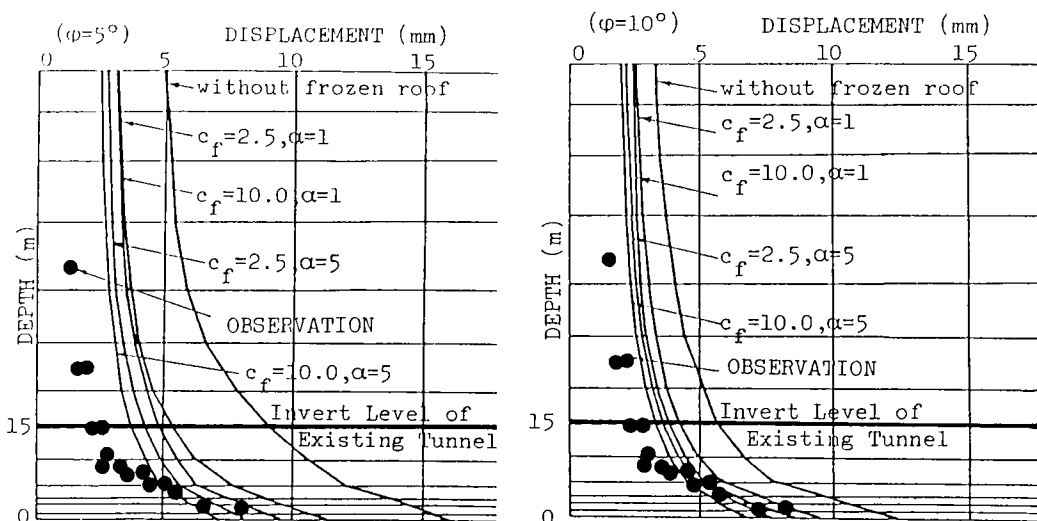


図10-7 深度-変位関係

(a) $\phi = 5^\circ$ (b) $\phi = 10^\circ$

新幹線トンネルインバート、すなわち、天端より 15m 上方地山の沈下量が 8mm 程度であったという事実に着目して、以下では、間隙水の存在を考慮に入れて全応力表示の節理の内部摩擦角 ϕ は 5° あるいは 10° として検討することにする。

2) 図 10-7 は $\phi = 5^\circ$ 、 10° の場合について、種々の条件下で解析した結果を地山内深度と変位量の関係で示したものである。いずれの曲線も凍結域解凍後の値であるが、表 10-2 からわかるように、新幹線インバート部より上部では掘削後と解凍後では変位量にはほとんど差がなかった。すなわち、トンネル天端よりトンネル半径程度の深さまでの周辺地山内における変位量が大きく、曲線が折れ曲がるようになっている。この部分ではジョイントの塑性変位量が卓越するものと考えられる。

図中には実際に現場で計測された沈下量も併示されているが、全体的な変位の傾向は十分説明していると考えられる。

3) 凍結域を設けない場合と比較して、凍結域内の節理の粘着力 c_f や母岩のヤング率の増加比 α を考慮すると、とくに新幹線インバート部（交差部）の沈下量は著しく減少する。ところで、 c_f と α はいずれの影響が卓越するかを別々に検討してみると、 c_f のみにより抑制された場合と、さらに α による抑制効果が加えられた場合とを比べてそれ程の差はみられない。つまり、凍結の効果を節理の粘着力の増加によるものと母岩のヤング率の増加によるものの両方を同時に考慮して解析すると、粘着力 c_f

による効果の方がヤング率の増加 α による効果よりも大きいことがわかる。この点を詳細に検討するために、図 10-8、9 には内部摩擦角 ϕ が 5° と 10° の場合について、 c_f と α が変位量にどのように影響するかを示している。なお $c_f \neq 0$ の場合（図 10-8(b)、図 10-8(c)、図 10-9(b)、図 10-9(c)、図 10-9(d)）で $\alpha=1$ に対して、2つの点が与えられているが、上の点は凍結域なしの場合、下の点は c_f の影響のみを考慮した場合に対応している。また、図中の破線はトンネル掘削直後の、実線は凍結域解凍後の値を示している。先に述べたように、新幹線トンネルインバート部において掘削直後と解凍後の変位量には顕著な差がみられない。この点に注目して c_f と α の影響を考察してみる。

まず、 $c_f = 0$ （図 10-8(a)、図 10-9(a)）の場合には凍結域の母岩のヤング率の増加 α により変位量はほぼ直線的に減少している。一方、 $c_f \neq 0$ （図 10-8(b)、図 10-8(c)、図 10-9(b)、図 10-9(c)、図 10-9(d)）の場合には、たとえ $\alpha=1$ （ c_f の効果のみ）であっても変位量は上位の点から下位の点へと大幅に減少すること、すなわち凍結による母岩のヤング率の増加がないとしても凍結域を設けることで節理の変形を抑え、その効果が大きいことを示している。

4) 以上より、凍結岩ルーフ工法の有効性は次のように考えることができる。すなわち、トンネルアーチ部に接するように凍結域を設けて掘削すると、掘削によって解放されるトンネル周辺の初期地圧の一部が凍結部の外側にまで伝達されるのではないかということである。単位体積重量 γ 、土かぶり厚 H 、静止土圧係数 K_0 が同一であれば解放される初期地圧の影響はトンネルの大きさによって決まる。

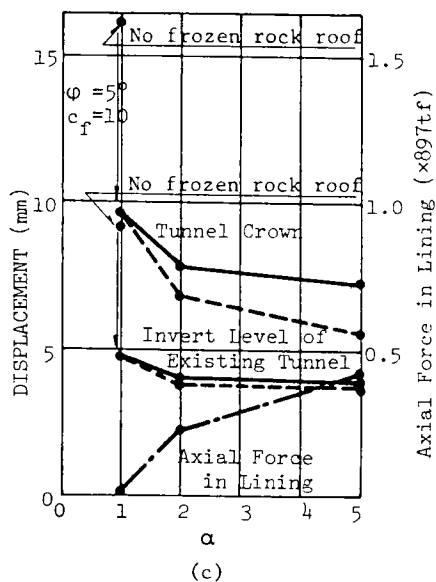
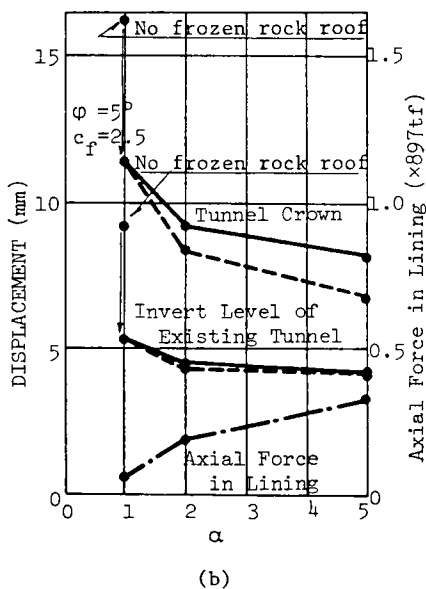
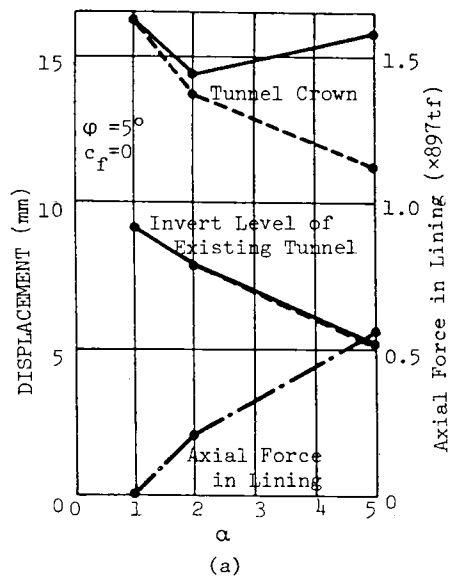


図10-8 変位-覆工軸力- α 関係
(b) $\phi = 5^\circ$, $c = 2.5$

(a) $\phi = 5^\circ$, $c = 0$
(c) $\phi = 5^\circ$, $c = 10$

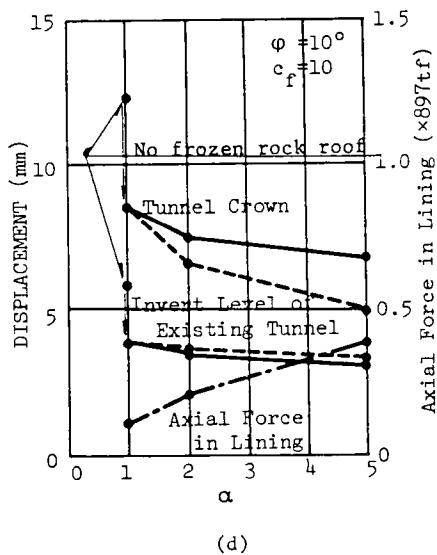
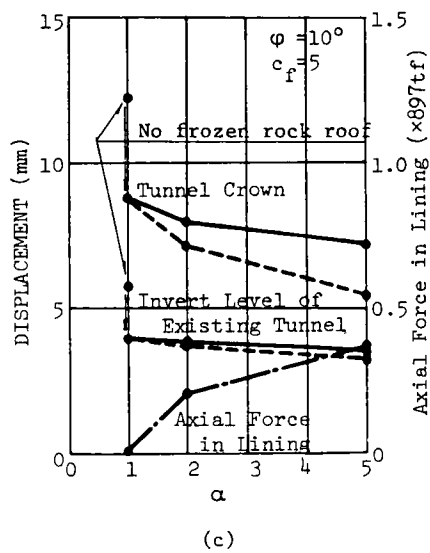
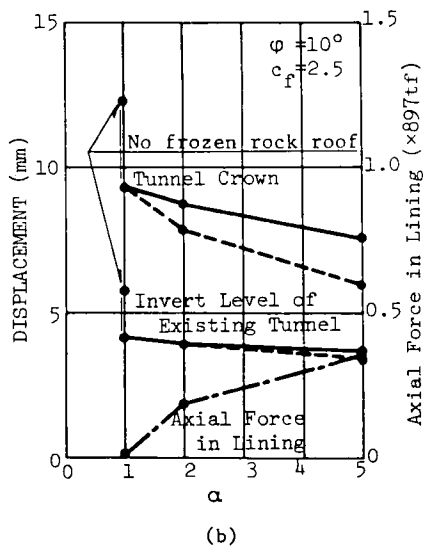
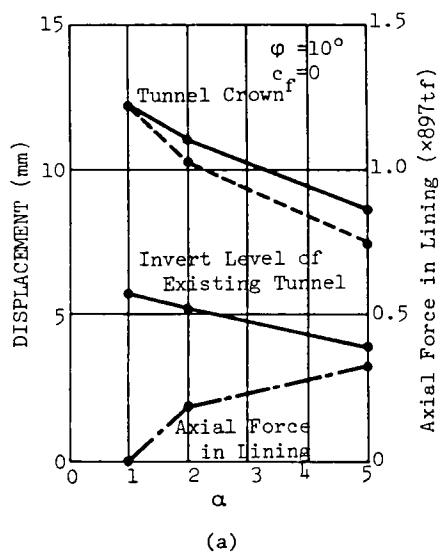


図 10-9 変位-覆工軸力- α 関係

(a) $\phi = 10^\circ$, $c = 0$

(b) $\phi = 10^\circ$, $c = 2.5$

(c) $\phi = 10^\circ$, $c = 5$

(d) $\phi = 10^\circ$, $c = 10$

凍結域を設けない場合、解放された応力によってトンネルの極近接地山が解放応力を支持できるまで変形する。しかしながら、凍結域を設けると、掘削により生じる同じ大きさの解放力は半径の大きな凍結域の外側にまで分散伝達される。すなわち、小さな半径に対する解放応力を大きな半径のアーチで支持することになるから、おのずと変形量は凍結域を設けない場合に比較して小さいものとなる。

さらに、その後凍結域を解凍しても、トンネル周辺にわずかな応力の再配分が生じるのみで、新幹線インバート部にまではその影響が及ばないものと考えることができる。

凍結岩ルーフ工法の効果をこのように節理面の粘着力の増加に主によるものと考え、トンネル上方の沈下抑制には極めて有効な工法であるといえる。さらに、上述のように凍結域以外にまで解放力の分散効果があるとすれば、コンクリート覆工への作用軸力も減少するものと考えられる。つまり、凍結域が弾性変形の拘束効果を有するものであるとすると、解凍によってそれに見合う土圧が作用するか、あるいは塑性変形域を凍結域外部にまで分散できれば、解凍による再配分力は十分小さなものであるといえよう。実際、このことは図10-8、9に併示したコンクリート覆工軸力の発生量を見ても理解することができる。

第4節 結論

以上の数値シミュレーション考察の結果、以下のように結論づけられる。

- (1) 地山が不規則な節理を数多く含む岩盤の挙動を検討する場合、弾－塑性ジョイント要素など節理の力学的挙動を表現できるモデルを用いる必要がある。
- (2) 凍結・解凍の影響は母岩の弾性定数のみならず、ジョイント要素（節理）の粘着力を増減させることで表現することが可能である。
- (3) 新幹線インバート部においては解凍による沈下はほとんど生じない。
- (4) 変位（沈下）はトンネル天端よりトンネル径の長さの範囲内の地山で卓越している。
- (5) 凍結岩ルーフ工法はトンネル掘削による解放力を凍結域外側にまで伝達し、その領域にまで節理のすべりを分散させる。すなわち、より大きな領域にわたってのアーチ作用を誘発する効果を有する。
- (6) 凍結域解凍後に発生する覆工軸力も軽減することができる。
- (7) 凍結岩ルーフ工法はある条件のもとで、トンネル上部の変位（沈下）を抑制する工法として極めて有効である。

参考文献

- 1) Goodman, R.E., Taylor, R.L. and Brekke, T.L. : A Model for the Mechanics of jointed Rock, Proc. ASCE, SM3, 1968, pp.637-659.
- 2) Murayama, S., Ohno, K., Iwasaki, Y. and Tamura, T. : Tunneling through weathered granite roofed by freezing, Proc. Int. Sympo. on Weak Rock, Tokyo, 1981, pp.1039-1044.

第 1 1 章 結 論

本編は、第1編で把握した不連続性地山の力学特性に基づいて、その応用編として不連続性地山中のトンネル掘削問題を取り上げ、設計手法の確立を図った。各章の要点を結論として要約すると、以下のとおりである。

第6章は序論であり、まず従来からのトンネルの力学的な検討には2つの側面があることを述べた。ついでNATMを例にとってトンネル掘削の基本理念をまとめた。そして最後に本編における研究の目的、意義および範囲について説明した。

第7章においては、地山材料に乾燥したけい砂を用い、吹付コンクリートとロックボルトを薄紙でモデル化した実験を行うことにより、それら柔支保構造の効果とトンネル土圧の作用機構の定性的な解明を試みた。その結果、トンネルの掘進長（安定性）は土かぶりによらない。覆工が厚いほどトンネルは安定する。地山を緩めるとトンネルは不安定になる。ロックボルトは長いほど有効である。ロックボルトと地山との付着力はトンネルの安定に寄与する等が明らかになった。次いで、トンネル掘削に伴う緩み領域の様子をアルミ棒積層体を用いて観察した。その結果、土かぶりが浅いと緩み領域は地表面にまで達するが、土かぶりが増すと緩み領域は逆に縮小するという興味深い結論が得られた。

第8章においては、トンネル掘削に伴われる砂質地山の変形挙動を解明するため、アルミ棒積層体地山を用いた室内モデル実験を行い、さらにその実験事実を説明できる解析手法を確立するため弾塑性体要素モデルとジョイント要素モデルの2種の解析を行って比較検討した。その結果、次のような結論が得られた。つまりかぶりが浅い場合、地表面にまで大きな変位が生じる。しかし、かぶりが深くなるに従って大きな変位を示す領域は縮小する。厳密に浅いトンネルと深いトンネルを区別するのは容易ではないが、 $H = 2D_0 \sim 3D_0$ の間に境界がありそうである。ジョイント要素解析は弾塑性体要素解析に比べ実験結果をより良く説明できる。

第9章においては、砂質地山にかぶりの浅いトンネルを掘削した場合の、地表面沈下の横断形状、土かぶりと沈下量の関係などを、FEM解析を通じて考察した。解析モデルとしては、弾性体モデル、No-Tensionモデル、関連及び非関連流動則に基づいた弾塑性体要素モデル、及び第6章で提案したジョイント要素モデルである。これらの解析結果を既存

の理論式、実験式などと比較検討しながら、解析手法の予測能力の優劣判断を行った。その結果、次のような結論が得られた。つまりトンネル掘削に伴うトンネル壁面の変位は、塑性域の拡大に伴って各モデルで差異が生じる。つまり $K_0=0.5$ の条件で、正のダイレイタンスを呈するモデルでは、スプリングライン部の変位が卓越し、負のダイレイタンスを呈するモデルでは、クラウン部の変位が卓越する。弾塑性有限要素法による塑性域は必ずしも緩み領域とは一致しない。地表面の横断沈下形状に関して、時系列変化、土かぶりの影響を的確に表現し得るのはジョイント要素モデルのみであり、弾塑性体要素モデルは地表面沈下の影響範囲を過大に見積る。最大地表面沈下に対する土かぶりの影響を的確に表現し得るのはジョイント要素モデルのみであり、弾塑性体要素モデルは土かぶりが大きくなると $\delta_{so}/\delta_{crown}$ の値を過大に見積る傾向がある。

第10章においては、第8章および第9章で提案した新しい解析手法によるケーススタディとして、凍結岩ルーフ工法を用いて施工された実際のトンネルに対して、その施工実績の解釈を行った。その結果、次のような結論が得られた。つまり地山が不規則な節理を数多く含む岩盤の挙動を検討する場合、ジョイント要素など節理の力学的挙動を表現できるモデルを用いる必要がある。凍結・解凍の影響は母岩の弾性定数のみならず、ジョイント要素の粘着力を増減させることで表現可能である。凍結岩ルーフ工法は、トンネル掘削による解放力を凍結域外側にまで伝達し、その領域にまで節理のすべりを分散させる。すなわち、より大きな領域にわたってのアーチ作用を誘発する効果を有する。したがって、凍結岩ルーフ工法はトンネル上部の変位（沈下）を抑制する工法として極めて有効であると結論づけられる。

本編の結論は以上のとおりであるが、不連続性地山中にトンネルを掘削する場合の設計・施工の指針を確立するための有力な資料となり得る。しかしながら、近年の事故報告でもみられるように水がらみの問題など未解決の問題が多く、今後さらに多くの研究が必要である。本論文の成果が今後の研究の一助になれば著者の幸いとするところである。

謝 辞

本研究を遂行するにあたり終始懇切な御指導を賜った京都大学教授柴田 徹先生、学生時代より土質力学へのアプローチ手法の御教示ならびに筆者の進路について御指導を賜った京都大学教授赤井浩一先生に対し心からなる感謝の意を表します。本論文の内容について御助言をいただいた京都大学教授足立紀尚先生に深く感謝いたします。

また、本研究に対して有益な助言を賜った京都大学助教授大西有三先生、田村 武先生、関口秀雄先生ならびに鳥取大学助教授清水正喜先生に対しても、心からなる謝意を表します。

また、本論文の実験と解析に際して御世話を頂いた李 徳河氏（台湾）、京都大学工学部または大学院の元学生、川西正夫、新川正典、高橋哲雄、吉岡一郎、木村 亮及び大学院学生上野 洋の諸君、さらに中国電力松蔭茂男氏に対しても、心より感謝します。